

HAC
BAC **2018**

**V CONGRESO IBEROAMERICANO DE
HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE Y
HORMIGONES ESPECIALES**

*V CONGRESSO IBERO-AMERICANO SOBRE
BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL E
BETÕES ESPECIAIS*

Valencia

5 y 6 de marzo de 2018

Libro de Comunicaciones | *Livro das Comunicações*

EDITORES

Aitor Llano-Torre

José Rocío Martí-Vargas

Pedro Serna Ros



**V CONGRESO IBEROAMERICANO DE HORMIGÓN
AUTOCOMPACTANTE Y HORMIGONES ESPECIALES**
*V CONGRESSO IBERO-AMERICANO SOBRE
BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL E BETÕES ESPECIAIS*

Valencia
5 y 6 de Marzo de 2018

<http://hac2018.hac-bac.webs.upv.es>
<http://ocs.editorial.upv.es/index.php/HAC-BAC/HAC2018>

EDITORES

Aitor Llano-Torre
José Rocío Martí-Vargas
Pedro Serna Ros



Congresos UPV

**V CONGRESO IBEROAMERICANO DE HORMIGÓN
AUTOCOMPACTANTE Y HORMIGONES ESPECIALES**

*V CONGRESSO IBERO-AMERICANO SOBRE BETÃO
AUTO-COMPACTÁVEL E BETÕES ESPECIAIS*

Valencia

5 y 6 de marzo de 2018

Los contenidos de esta publicación han sido evaluados por el Comité Científico que en ella se relaciona y según el procedimiento que se recoge en <http://ocs.editorial.upv.es/index.php/HAC-BAC/HAC2018/about/editorialPolicies>

© Editores científicos

Aitor Llano-Torre

José Rocío Martí-Vargas

Pedro Serna Ros

© de los textos: los autores

© 2018, de la presente edición: Editorial Universitat Politècnica de València.

www.lalibreria.upv.es Ref.: 6377_01_01_01

ISBN: 978-84-9048-591-0

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.8274>



V Congreso iberoamericano de hormigón autocompactante y hormigones especiales

Se distribuye bajo licencia de Creative Commons 4.0 Internacional

Basada en una obra en <http://ocs.editorial.upv.es/index.php/HAC-BAC/HAC2018>

PRESENTACIÓN APRESENTAÇÃO

Tras la cuarta edición de la serie de congresos HAC/BAC planteamos ampliar la temática de congreso más allá del enfoque a los Hormigones Autocompactantes. Fue una decisión basada en la tendencia de que muchos de los hormigones especiales se plantean como autocompactantes, y en la realidad de que muchos de nosotros trabajamos en otros tipos de hormigones especiales. Siendo uno de los objetivos del congreso facilitar el conocimiento mutuo y generar sinergias entre nuestros grupos parecía lógico que ampliar la temática era buena idea.

Es difícil conseguir una representación importante de todos los países de nuestro ámbito lingüístico. Estamos en todos los continentes y aunque cada vez las distancias son más cortas, no es fácil desplazarse o los costes son importantes. A pesar de ello en la actual edición contaremos con 66 artículos con autores procedentes de 17 países. Esperamos poder ampliar este número para próximas ediciones.

La temática se sigue enfocando prioritariamente a los Hormigones Autocompactantes pero con interesantes aportaciones en temas de hormigones de fibras, reciclados, autosanables, y centrándonos en aspectos tecnológicos. Para hacer que el Congreso resultara fácil de seguir hemos pretendido darle una estructura coherente en cuanto a contenido, más allá de la temática inicial propuesta ya que, además del enfoque que se puede dar al trabajo, influye el tipo de hormigón especial tratado.

También hemos intentado evitar sesiones en las que las ponencias correspondan a personas de la misma procedencia (país o institución). Nuestro objetivo es tanto mostrar el estado de los estudios que realizamos y los avances logrados, como fomentar la coordinación entre nuestros grupos y promover los debates.

Asumiendo que es imposible conseguir el momento ideal para todos los artículos a presentar, espero que la mayoría de los ponentes se encuentren cómodos en su sesión, que los asistentes encuentren lo que buscan y que podamos comentar y discutir sobre nuestros resultados y proyectos.

Sabemos que es difícil incorporar los nuevos avances en materiales y tecnologías en la industria de la construcción, así como seguir desarrollando nuestros trabajos con los medios disponibles. Por eso hemos planteado una mesa redonda, a la que intentaremos incorporar a diversos agentes sociales para analizar con ellos las causas de la poca capacidad de la industria de la construcción para asimilar estos avances.

Contamos con la participación de tres ponentes invitados de muy alto nivel, y desde estas líneas quiero agradecer a Barzin Mobasher, Nele de Belie y Emmanuel Denarié su disponibilidad para pasar este tiempo con nosotros y presentarnos sus ideas.

Este congreso no tendría sentido sin la contribución de todos los que habéis escrito las ponencias, pero tampoco sin los que han colaborado en la revisión de cada uno de esos artículos. Por ello quiero mostrar mi agradecimiento a los miembros de la Comité Científico, y a los que de alguna manera hacéis que este congreso llegue a su quinta edición. Mención especial para nuestros patrocinadores SIKA, PENETRON, FIBRAFLEX, MC BAUCHEMIE y BASF por su contribución a la viabilidad del congreso, y a la UPV por facilitar el uso de sus instalaciones. Un agradecimiento particular a Aitor y José R. por su gran labor en la organización del evento y en la preparación y edición del documento final, no sólo por el trabajo que representa, sino también por las ideas que han aportado y por haber controlado las mías.

A partir de este momento el HAC/BAC 2018 es vuestro.

Muchas gracias.

Pedro Serna

Presidente Comité Organizador HAC2018

COMITÉS DEL CONGRESO COMISSÕES DE CONGRESSO

COMITÉ ORGANIZADOR | COMISSÃO ORGANIZADORA

Pedro Serna Ros (España)
Aitor Llano-Torre (España)
José Rocío Martí-Vargas (España)

COMITÉ DE HONOR | COMISSÃO DE HONRA

Pedro Serna Ros
Antonia Pacios
Sandra Nunes
Joaquim A.O. Barros
Romildo D. Toledo Filho

COMITÉ CIENTÍFICO | COMISSÃO CIENTÍFICA

Antonio Aguado de Cea (España)
Carlos M. Aire Untivero (México)
M^a Cruz Alonso Alonso (España)
Mônica Barbosa (Brasil)
Bryan E. Barragán (Francia)
Joaquim A.O. Barros (Portugal)
Jorge Brito (Portugal)
Sergio Carmona Malatesta (Chile)
Ángel Castillo Talavera (España)
Sergio H. P. Cavalero (España)
Hector Cifuentes (España)
Antonio Conforti (Italia)
Joana Sousa Coutinho (Portugal)
Estefanía Cuenca Asensio (Italia)
Vitor M. C. F. Cunha (Portugal)
Silvio Delvasto Arjon (Colombia)
Nelson E. Díaz Brito (Cuba)
Alejandro Durán Herrera (México)
Rui Faria (Portugal)

M^a Esther Fernández (Uruguay)
Luis Fernández Luco (Argentina)
Liberato Ferrara (Italia)
Antonio Figueiredo (Brasil)
Fernando Almeida Filho (Brasil)
Albert de la Fuente (España)
Jaime C. Gálvez Ruiz (España)
Pedro Garcés (España)
Emilio García-Taengua (Reino Unido)
Fernando L. Gayarre (España)
Ravindra Gettu (India)
Graciela Giaccio (Argentina)
Lluís Gil (España)
Ester Giménez Carbó (España)
Paulo César Correia Gomes (Brasil)
Arlindo Freitas Gonçalves (Portugal))
Belen Gonzalez-Fonteboa (España)
Holmer Savastano Junior (Brasil)
Aitor Llano-Torre (España)

Juan Ángel López (España)	Wellington Repette (Brasil)
Lino Maia (Portugal)	David Revuelta Crespo (España)
José R. Martí-Vargas (España)	António Bettencourt Ribeiro (Portugal)
Fernando Martínez Abella (España)	Gemma Rodríguez (Uruguay)
Jesús Mínguez Algarra (España)	Marta Roig-Flores (España)
Climent Molins (España)	Gonzalo Ruíz López (España)
Amparo Moragues Terrades (España)	Mercedes Sanchez Moreno (España)
Juan Navarro Gregori (España)	Sindy Seara-Paz (España)
Miguel C. Santos Nepomuceno (Portugal)	Pedro Serna (España)
Sandra Nunes (Portugal)	Flávio A. Silva (Brasil)
Eva Oller (España)	Romildo D. Toledo Filho (Brasil)
Antonia Pacios (España)	Berenice Martins Toralles (Brasil)
Gustavo J. Parra-Montesinos (EEUU)	Bernardo Tutikian (Brasil)
Jorge J. Payá Bernabeu (España)	Andrea Ulloa Mayorga (Colombia)
M ^a José Pelufo Carbonell (España)	Manuel Gomes Vieira (Portugal)
Francisca Puertas Maroto (España)	Raúl Zerbino (Argentina)

INSTITUCIONES
INSTITUIÇÕES

INSTITUCIONES ORGANIZADORAS | INSTITUIÇÕES ORGANIZADORAS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



INSTITUCIONES COLABORADORAS | INSTITUIÇÕES COLABORAÇÃO



EXPOSITORES

EXPOSITOR PLATINUM



EXPOSITOR GOLD



EXPOSITORES BRONZE

FIBRAFLEX



ÍNDICE

PONENTES INVITADOS | PALESTRANTES CONVIDADOS

Ultra High Performance Concrete - Materials Formulations and Serviceability based Design <i>Y. Yao, A. Arora, N. Neithalath and B. Mobasher</i>	1
Self-healing and repair of concrete structures: COST action CA15202 SARCOS and lessons learnt from FP7 project HEALCON <i>N. de Belie</i>	15
UHPFRC for the cast-in place reinforcement of offshore maritime signalization structures <i>E. Denarié</i>	17

REOLOGÍA | REOLOGIA

Dosificación de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero basado en el estudio de la reología de pasta <i>A. de la Rosa Velasco, E. Poveda Bautista, H. Cifuentes Bulté y G. Ruiz López</i>	33
Efectividad de la dosificación de superplastificante sobre la dispersión de nanopartículas en el hormigón <i>H. Brace y E. García-Taengua</i>	45
Influencia de la naturaleza y granulometría de los áridos en el comportamiento reológico de morteros de cementos activados alcalinamente <i>S. Gismera, M.M. Alonso y F. Puertas</i>	55
Influencia de las variaciones en los materiales sobre la reología de hormigones autocompactantes reciclados <i>I. González-Taboada, B. González-Fontebova, F. Martínez-Abella y G. Rojo-López</i>	65
Influencia de aditivos orgánicos en las propiedades reológicas de pastas de cemento de aluminato de calcio <i>M. Roig-Flores, M. Palacios, M. Martínez-Urbanos y M. C. Alonso</i>	75
Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto <i>M. Amario, M. Pepe e R. D. Toledo Filho</i>	85

CRITERIOS DE DISEÑO DE MEZCLAS | CRITÉRIOS DEFINIÇÃO DA COMPOSIÇÃO

Combinación de fibras de acero de última generación para el refuerzo de hormigón autocompactante <i>M. G. Alberti, A. Enfedaque, J.C. Gálvez y A. Cortez</i>	97
Estratégias de mitigação da retração em betões auto-compactáveis <i>M. José Oliveira, A. Bettencourt Ribeiro e F. Garrido Branco</i>	107
Betão autocompactável produzido com resíduo agroindustrial <i>J. Moretti, S. Nunes e A. Sales</i>	117
Crítérios para definição da composição de betões leves autocompactáveis com agregados de argila expandida <i>M. C. S. Nepomuceno, L. A. P. Oliveira e S. F. Pereira</i>	127
Betão auto-compactável com incorporação de resíduo de mármore <i>A. Destefani, S. Nunes e J. Sousa-Coutinho</i>	137
Efeito dos agregados graúdos reciclados nas propriedades de concretos autoadensáveis dosados por empacotamento de partículas <i>I. S. G. Cavaliere, R. S. Campos, M. P. Barbosa e A. E. P. G. A. Jacintho</i>	147
Aditivos superplastificantes de última generación basados en polimeros PAE para el control de la viscosidad plástica del hormigón <i>P. Borralleras, J.J. Jurado, S. Parra y J. Caballero</i>	157
Un nuevo enfoque para optimizar dosificaciones de hormigón autocompactante <i>B. Linden y E. García-Taengua</i>	167
Diseño de mezclas de hormigones autocompactantes con alto contenido de adiciones minerales y áridos de diferentes naturaleza para desempeño en ambientes altamente agresivos <i>J. Puentes, J.L. García Calvo y M. C. Alonso</i>	177
Cajas de trabajabilidad como herramienta de diseño de hormigones autocompactantes con árido reciclado <i>I. González-Taboada, B. González-Fonteboa, F. Martínez-Abella y F. Varela-Puga</i>	187
Nuevos hormigones celulares geopoliméricos aireados con agua oxigenada: síntesis y propiedades <i>A. Font, J.M. Monzó, L. Soriano, V. Borrachero y J. Payá</i>	197

TECNOLOGÍA | TECNOLOGIA

Respuesta frente a cargas estáticas y frente a explosiones en hormigones de alta resistencia reforzados con fibras <i>R. Zerbino, G. Giaccio, M. C. Torrijos, B. Luccioni, F. Isla, R. Codina y D. Ambrosini</i>	209
---	-----

Nuevos hormigones para premoldeados en Uruguay <i>G. Rodríguez de Sensale, I. Rodríguez Viacava, R. Rolfi, L. Segura-Castillo</i> y <i>M. E. Fernández</i>	219
Comportamento mecânico de betão auto-compactável produzido com agregados reciclados provenientes da indústria de pré-fabricação <i>S. A. Santos, P. R. da Silva e J. de Brito</i>	229
Influência da adição de macrofibra polimérica no comportamento mecânico de concretos de alta resistência <i>A. Macêdo Leite y A. Lorenzetti de Castro</i>	239
Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados <i>J. R. Crespo y J. A. Hurtado</i>	249
Caracterización de ceniza de biomasa con metales pesados adsorbidos como adición en hormigones <i>M. C. Pacheco, J. M. Meneses, R. Maya y M. L. Carmona</i>	259
Propriedades dos concretos autoadensáveis produzidos no Brasil <i>R. S. Campos, M. P. Barbosa e G. de F. Maciel</i>	269
Modelización del mecanismo de pérdida de consistencia provocado por arcillas en pastas de cemento con superplastificantes base policarboxilato <i>P. Borralleras, I. Segura y A. Aguado</i>	279
Protocolo de valorización de residuos en la fabricación de materiales de base cemento: sedimentos dragados como componente de hormigón autocompactante <i>F. Rozas, A. Castillo, I. Martínez y M Castellote</i>	291
Empleo de residuos de industria cementera y arrocera en micro-hormigón para paneles de viviendas de interés social en Uruguay <i>B.S. Sabalsagaray, A.G. Boiani y G. Rodríguez de Sensale</i>	301
Estudo da microcelulose em compósitos cimentícios <i>L. Fernanda Silva, S. Parveen, A. Gomes Filho, R. Fangueiro, P. Sardeiro e R. D.Vanderlei</i> ..	311
Desempeño de compuestos con fibras de alcohol polivinílico y nano-fibras/tubos de carbono <i>J. Hoheneder, I. Flores-Vivian, L. Vergara-Alvarez y K. Sobolev</i>	321
METODOLOGÍAS DE ENSAYO METODOLOGIAS DE ENSAIO	
Determinação da resistência à tração de camadas de UHPFRC com base em ensaio não-destrutivo <i>S. Nunes, M. Pimentel e A. Abrishambaf</i>	331
Determinación de la absorción de energía del hormigón reforzado con fibras mediante el ensayo de panel EFNARC y el ensayo Barcelona <i>S. Carmona y C. Molins</i>	341

Capacidad de autosanación de mortero con aditivos cristalinos mediante absorción capilar <i>M. Roig-Flores, C. Litina, A. Al-Tabbaa y P. Serna</i>	351
Comportamiento diferido en estado fisurado de elementos de UHPFRC a flexotracción <i>A. Llano-Torre, J.A. López, J.R. Martí-Vargas y P. Serna</i>	361
Avaliação da durabilidade do concreto autoadensável com diferentes teores de filler calcário em substituição ao cimento Portland <i>L. Rodrigues Meira de Miranda, F. Gonzales de Resende e V. Maria Silva Capuzzo</i>	373
Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado <i>I. Galan, A. Stauffacher, F. Mittermayr, M. Thumann, W. Kusterle, P. Juilland, C. Stenger y B. Lindlar</i>	383

VERIFICACIONES EXPERIMENTALES | VALIDAÇÕES EXPERIMENTAIS

Estudo de viabilidade técnica para substituição parcial de cimento por lignina no concreto auto-adensável (CAA) <i>C. Calado, A. Camões, F. Elias, G. Dalpane e B. Ferraz</i>	395
Repetitividad de la capacidad autorreparante de hormigones reforzados con fibras con aditivo cristalino <i>E. Cuenca, A. Tejedor y L. Ferrara</i>	405
Valorización de residuos sintéticos post-consumo para fibro-refuerzo de hormigón <i>M. E. Fernández Iglesias, G. Rodriguez de Sensale, I. Dávila Álvarez, V. Saravia Sosa y F. Petrone Núñez</i>	415
Concreto autoadensável: estudos de dosagem e validação de campo <i>S. Formagini, L. B. M. Barreto, P. S. Schanoski e G. S. Riva</i>	425
Influencia de las condiciones de curado en las propiedades a edades tempranas de hormigones autocompactantes con filler calizo, microsilíce y nanosilíce <i>G. Barluenga, C. Guardia y J. Puentes</i>	435
Influência da adição de fibras metálicas em concreto autoadensável no estado endurecido <i>T. Cristofoli, G. Catrine, B. F. Tutikian e R. Christ</i>	445
Betão de alta resistência reforçado com fibras exposto a elevadas temperaturas <i>V.M.C.F. Cunha, T. Al-Rikabi e J.A.O. Barros</i>	455
Comportamiento mecánico de compuestos de matriz cementicia y tejidos de fibras vegetales <i>L. Mercedes, L. Gil y E. Bernat</i>	465
Efecto de la fisuración a edades tempranas en la durabilidad de hormigones autocompactantes <i>G. Barluenga, J. Puentes, C. Guardia y N. Flores</i>	475

Determinación analítica y experimental de la resistencia a tracción de probetas de hormigón reforzadas con fibras de acero <i>S. Lorente, C. Molins y S. Ocete</i>	485
Estudo do volume de pasta em diferentes composições de agregados para concreto autoadensável <i>C. V. A. de Melo, R. dos S. Monteiro e P. C. C. Gomes</i>	495
Concreto autocompactante con materiales cementicios suplementarios de Colombia <i>Y. Silva y S. Delvasto</i>	505
Características mecánico-resistentes de hormigones fabricados con residuos siderúrgicos como conglomerantes y reducción de cemento <i>M.E. Parrón Rubio, F. Pérez García, F. Contreras de Villar, M.D. Rubio Cintas y M.J. Pelufo Carbonell</i>	525
Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão auto compactável reforçado com fibras metálicas de pneus reciclados <i>L. Lourenço, Z. Zamanzadeh, J. Barros, D. Gonçalves e I. Costa</i>	535
Uso de microfibras de vidrio para el control de la retracción autógena en compuesto cementicio <i>L. Onghero, W.L. Repette y L.A. Gómez</i>	545
Tiempos de fraguado, consistencia y propiedades mecánicas de hormigón de ultra alta resistencia con fibras (UHPFRC) <i>E. Giménez-Carbó, R. Torres Remón y P. Serna Ros</i>	557
Análisis experimental mediante fotogrametría del comportamiento de fisuras de cortante en vigas esbeltas de hormigón armado reforzado con fibras macro sintéticas <i>F. Ortiz Navas, J. Navarro-Gregori y P. Serna</i>	567
APLICACIONES ESPECÍFICAS APLICAÇÕES ESPECIAIS	
Valorización como árido reciclado mixto de un residuo de construcción y demolición en la confección de hormigones autocompactantes durables en terrenos con yesos <i>I. M. Guerrero, G. R. Jerónimo y J. R. Montero</i>	579
Caracterización mecánica y reológica de un hormigón autocompactante elaborado con finos de recuperación procedentes de la fabricación de mezclas asfálticas <i>J.M. Castillo Mingorance, M.J. Martínez-Echevarría Romero, J. Rodríguez Montero y M. López Alonso</i>	589
Hormigón de alta conductividad térmica POWERCRETE® <i>D. Cruz Ramos, A. Navarro Valls y E. Vargas Serrano</i>	599
Estudio comparativo de la orientación del refuerzo en losas de hormigón autocompactante reforzado con fibras poliméricas y de acero <i>A. Conforti, G. Plizzari y R. Zerbino</i>	609

Control de fisuración en vigas de hormigón armado reforzado con diferentes fibras <i>M. Fasciolo, A. Conforti, R. Zerbino y G. Plizzari</i>	619
Determinación de las curvas de Wöhler en fatiga a flexotracción de un hormigón de muy alta resistencia sometido a temperatura elevada <i>J. D. Ríos, H. Cifuentes y F. Medina</i>	629
Desarrollo de hormigones autocompactables de resistencia media (HAC-RM) en Colombia <i>C. J. de la Cruz M. y A. F. Tamayo G.</i>	639
Hormigón de alta densidad: una excelente solución para obras marítimas <i>D. Cruz Ramos y J. Antonio Lozano</i>	649
Hormigón ligero estructural con áridos reciclados <i>F. J. Benito, I. Miñano, C. J. Parra, J. Alcaraz y P. Hidalgo</i>	659
Influencia de los regímenes de expansión y curado en el comportamiento de hormigones expansivos autocompactantes y convencionales <i>J. L. García Calvo, P. Carballosa y D. Revuelta</i>	669
Estudo de ataque de cloreto em betões autocompactantes de alto desempenho com adjuvantes mitigadores de retração e diferentes relações água/aglomerante <i>R. D. Sakata, W. L. Repette, L. A. Gómez e L. Onghero</i>	681
Influencia de la fracción fina mixta y de hormigón en las prestaciones mecánicas de los hormigones reciclados <i>C. Medina, P. Plaza, P. Velardo, A. Matías, M.I. Sánchez de Rojas y I.F. Sáez del Bosque</i>	691
El uso de hormigones reciclados en el sector agroganadero <i>A. Juan-Valdés, J. García-González, D. Rodríguez-Robles, J. M^a Morán-del Pozo, M. I. Guerra-Romero y N. De Belie</i>	701
Resistencia de los hormigones elaborados con árido reciclado frente a ciclos de hielo-deshielo <i>A. Juan-Valdés, D. Rodríguez-Robles, J. García-González, J. M^a Morán-del Pozo, M. I. Guerra-Romero y N. De Belie</i>	711
Ensayos de control de calidad de hormigón reforzado con fibras en túneles: Experiencia mexicana <i>Carlos Aire</i>	721

PONENTES INVITADOS
PALESTRANTES CONVIDADOS

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Ultra High Performance Concrete - Materials Formulations and Serviceability based Design

Yiming Yao ⁽¹⁾, Aashay Arora ⁽²⁾, Narayanan Neithalath ⁽³⁾ and Barzin Mobasher ⁽³⁾

⁽¹⁾ Associate Professor, Southeast University, Nanjing, Jiangsu, China.

⁽¹⁾ Graduate Research Assistant, School of Sustainable Engineering and the Built Environment,
Arizona State University, Tempe, AZ, USA.

⁽²⁾ Professor, School of Sustainable Engineering and the Built Environment,
Arizona State University, Tempe, AZ, USA.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.8263>

ABSTRACT

Materials and mechanical design procedures for ultra-high performance cement composites (UHPC) members based on analytical models are addressed. A procedure for the design of blended components of UHPC is proposed using quaternary cementitious materials. The blending procedures are used using a packing and rheology optimization approach to blend high performance mixtures using non-proprietary formulations. Closed-form solutions of moment-curvature responses of UHPC are derived based on elastic-plastic compressive model and trilinear strain hardening tension stress strain responses. Tension stiffening behavior of UHPC due to fiber toughening and distributed cracking is then incorporated in the cross-sectional analysis. Load-deflection responses for beam members are obtained using moment-area, and direct integration approach. The proposed models provide insights in the design of SHCC to utilize the hardening properties after cracking. Using proper parameters, generalized materials model developed are applicable to both SHCC and strain softening cement composites such as steel fiber reinforced concrete (SFRC), textile reinforced concrete (TRC) and ultra-high performance concrete (UHPC).

KEYWORDS: Strain hardening cement composites, distributed cracking, textile reinforced concrete, strain hardening, design.

1.- INTRODUCTION

Strain hardening cement composite (UHPC) is a class of materials using relatively high fiber volume fraction (more than 2%) and exhibiting high strength and ductility. In contrast to conventional concrete, increases in tensile stresses are observed after first crack in tension through crack bridging and interface transfer mechanisms provided by discrete fibers. The UHPC class requires a fundamental concentration on the matrix phase and its rheology in order to achieve high compressive strength and ductility. The durability of

concrete structures improves as a result of crack mitigation, where discrete cracks are replaced with a system of distributed micro cracks.

UHPC is an ideal construction material for applications that require rapid construction and connection of precast segments, applications that require a reduction of the weight and size of structure, or for seismic design where high ductility is desired. Figure 1 shows the application of UHPC connection between precast deck panels [Greybeal, 2014]. The improved performance of SHCCs subjected fatigue and impact loads make them attractive for industrial structures, highway pavements, bridges, and natural hazardous and extreme loads. In contrast to the design of conventional RC structures, implementation of UHPC requires use of strain-hardening response that is attributed to multiple cracking due to load transfer by the fibers across the cracks (Mobasher et al. 2006b). As multiple cracking takes place, the stiffness of the sample significantly drops while the crack spacing continuously decreases to a saturation level. The post crack stiffness and the ultimate strain capacity are functions of fiber type, stiffness, and bonding characteristics, however the stiffness in the post crack region can be effectively used in the analytical and design formulations (Mobasher et al. 2006a).

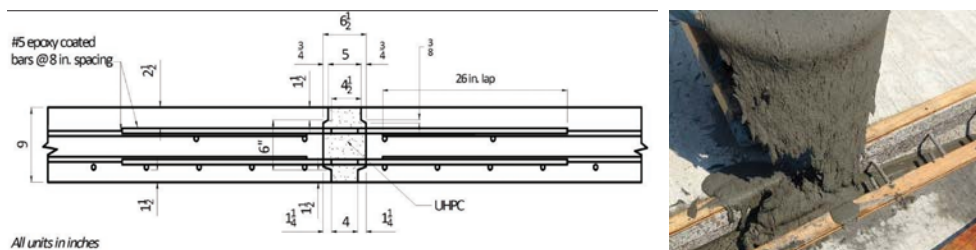


Figure 1. UHPC connection between precast deck panels as deployed by NYSDOT on I-81 in Syracuse, NY [Greybeal,2014]

2.- MATERIALS DEVELOPMENT

The main objective is by controlled blending of components with up to 3% volume fraction of steel fibers, a UHPC formulation can be obtained with non-proprietary materials that is strong, ductile, and durable. A systematic procedure was developed for a multiple (up to four component) non-proprietary paste components that can be blended for optimal performance. This paste system constitutes the main component of UHPC formulation, when used with specifically blended and sized aggregates of specified particle size distribution, it would yield the UHPC system.

Figure 2 shows the strategy to obtain the optimized design of UHPC. The research approach is built around three fundamental steps: binder (paste) design, aggregate packing and optimization, and testing the final properties. The binder design, shown in Figure 2 consists of selection of the source materials for the binder from a series of common cementing (or cement replacement) materials. Ordinary Portland cement (OPC), Flyash, (F), MicroSilica, (M), Slag, (S), Metakaolin, (K), Limestone, (La, Lb, 3.0 and 1.5 micron).

Different properties of the microstructure can be analyzed using the 3D particle packing models. 3D volumes are generated using a stochastic particle packing model assuming spherical particles.

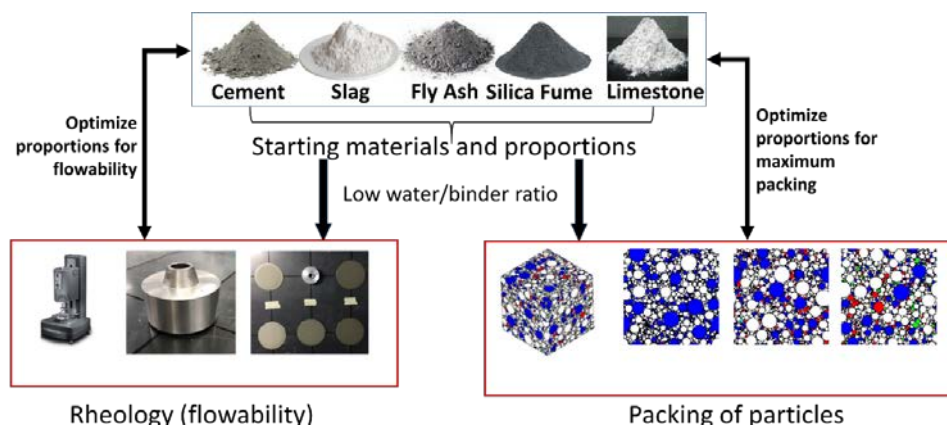


Figure 2. Schematic showing the aggregate packing of UHPC

The goal is to use a blend of the cementitious materials that can be mixed with a very low w/b ratio and, with the aid of superplasticizers, can result in flowable and workable mixtures. The microstructural packing and rheological studies provide preliminary indicators as to the applicability of paste systems for UHPC. Packing influences rheology and mechanical/durability properties, while rheology influences placing and early-age structure development, which in turn influences the later age properties. In a composite binder that contains particles of different size distributions and surface characteristics, chemical admixtures are essential in controlling the rheological features. One would start with the materials (cement, fly ash, silica fume etc.) with particle sizes ranging from 0.1 microns to 50 microns. Therefore F20L10b would indicate a blended composite cement with 20% Flyash and 10% Limestone. The selected components and their mass fractions are combined to ensure maximum packing of the powder ingredients. The flowability of the binders at very low w/b, and in the presence of large amounts of chemical admixtures are evaluated using fundamental rheological experiments.

In the second step, the optimized packing of selected coarse and fine aggregates and fibers are tested to meet the performance criteria. Selection of aggregates is based on a compressible packing model (CPM) which determines the maximum packing density using different sizes of coarse and fine aggregates. The packing efficiency reduces the capillary pores and therefore improves the strength and the impermeability significantly. This is shown in Figure 3(a). The finalized UHPC mixture(s) are then subjected to property-and-performance testing that includes mechanical testing (compression, tension, flexural, fracture) and durability evaluation (resistance to freezing and thawing, chloride penetration). This approach shows that UHPC concrete mixtures can be developed using locally obtained materials. [Arora et. al, 2017]

2.1.- Strength and Fracture response

Figure 3(b) shows the compressive strengths of mortars made using the selected UHP pastes after 14 and 28 days of moist curing. Even with a clinker factor reduction of 30%, the UHP mortars, especially the quaternary blends demonstrate 28 day strengths that are comparable to, or higher than that of the control UHP mortar. The mixtures containing slag demonstrate higher strengths than those containing fly ash at 28 days, but it is conceivable that the pozzolanic reaction of fly ash and its later synergy with the other replacement materials could improve the strength with further curing. It is noted that the addition of fibers, reduction of water to binder ratio, optimization of the aggregate size fractions would lead to a final mixture with 28 day compressive strengths in excess of 22,000 psi (150 MPa).

The flexural response results are shown in Figure 4. Note that the increase in strength by means of microstructural modification is also complimentary to the role of fibers in increasing the load carrying resistance and the strength and ductility are both improved with the use of steel fibers. Figure 4.b shows the digital image correlation of the formation of multiple cracks in the flexural samples at various stages.

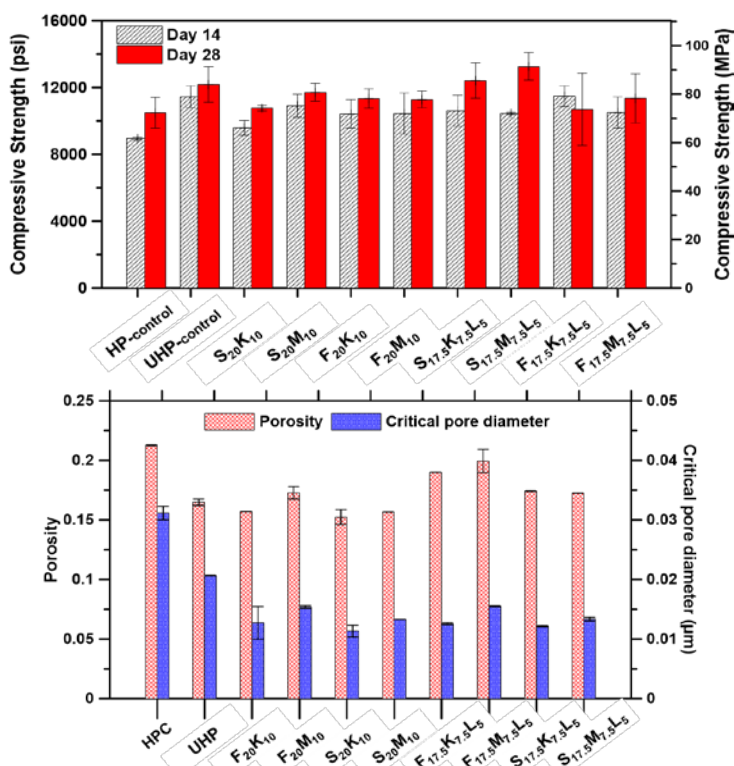


Figure 3. a) Mercury intrusion porosity and critical pore diameters for selected UHPC specimens b) compressive strengths at Day 14 and day 28 of selected UHP mortars.

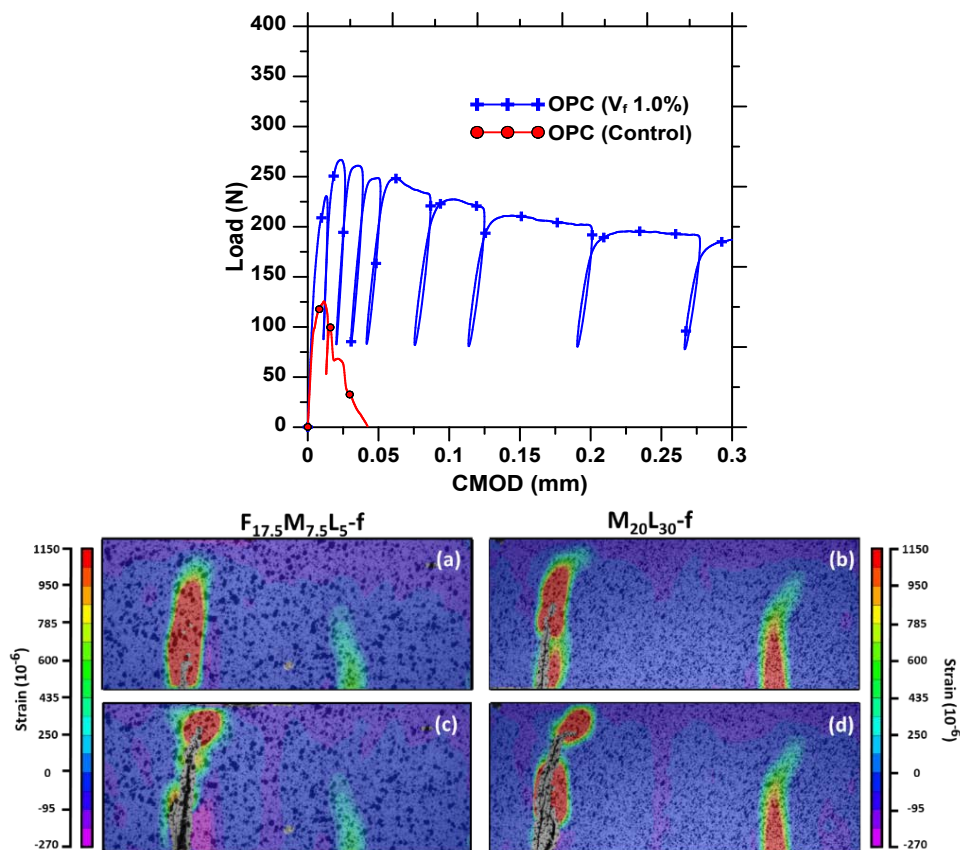


Figure 4. a) load vs. CMOD for control fiber reinforced beam specimens with 1% steel fiber at a post peak stress of (a,b) 90% and (c,d) 50% of the peak stress.

2.2.- Modeling and Structural Design of Strain-Hardening Composites

A broad range of cement composites exhibiting strain-hardening behavior can be modelled using the proposed approach. These materials include textile reinforced concrete (TRC), fiber reinforced concrete (FRC), and ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPC). The general behavior can be simulated by linearized compression and tension models that address nonlinear and hardening properties as shown in Figure 5 (Soranakom and Mobasher 2008). Tensile response is defined by Young's Modulus E , first crack tensile strain ε_{cr} , transition strain ε_{tm} , and post crack modulus E_{cr} . Note that by normalizing all parameters by minimum number of independent and dimensionless variables, tensile response uses only two intrinsic material parameters E and ε_{cr} , therefore the softening or residual range is defined by a constant stress level $\mu E \varepsilon_{cr}$, and the compressive strength $\sigma_{cy} = \omega \gamma E \varepsilon_{cr}$. Other material parameters are summarized as follows: α , μ , η , ω and defined

respectively as normalized tensile strain at peak strength, residual tensile strength, post-crack modulus, and compressive yield strength (Soranakom and Mobasher 2008).

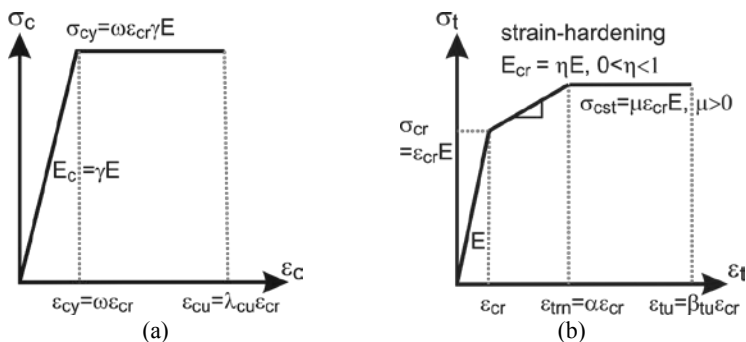


Figure 5. Material model for SHCC (a) compression, (b) tension model (Yao et al. 2017).

Even though the tensile strength is greatly improved in SHCC, the compressive strength in is still much higher, and the flexural capacity is defined by means of the tensile variable. The nonlinearity and failure in flexure are likely to be dominated by tensile properties. One can perform cross-sectional analysis by constructing strain and stress profiles. Followed by integration of normal stresses, the compressive and tensile force terms from each zone are obtained and bending moment on the cross section computed. Closed-form solutions of moment-curvature responses are explicitly derived based on interactions among different stages in tension and compression models. The detailed derivations for strain softening, strain hardening FRC as well as hybrid reinforced concrete (HRC) sections containing rebar and fibers can be found in (Mobasher et al. 2015; Soranakom and Mobasher 2008). These equations can be further simplified using polynomial or power curve fitting with detailed applications for individual cases presented in (Yao et al. 2017).

The solution for the plain fiber reinforced concrete section is presented first. For the given applied strain distribution, the location of neutral axis, defined as kd is obtained from the force equilibrium equations. For a specified serviceability limit based on maximum allowable compressive strain $\varepsilon_c = \lambda_{cu} \varepsilon_{cr}$, the neutral axis depth and the bending moment are obtained as:

$$k = \frac{2\mu\lambda_{cu}}{-\omega^2 + 2\lambda_{cu}(\omega + \mu) + 2\mu - 1} \quad (1)$$

$$M_n = \left((3\omega\lambda_{cu}^2 - \omega^3 + 3\mu\lambda_{cu}^2 - 3\mu + 2) \frac{k^2}{\lambda_{cu}^2} - 3\mu(2k - 1) \right) M_{cr} \quad (2)$$

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{cr}bh^2}{6} \quad (3)$$

On may conduct an asymptotic analysis to compute the moment capacity in the limit case, a simplified design equation for normalized moment capacity is obtained. This resembles a case when the cracked section in flexure opens significantly to go beyond serviceability limit, however due to the presence of fibers, the section can still transmit the flexural load applied. The moment capacity in this case is defined by the limit case of compressive cracking strain λ_{cu} reaching a relatively large number [1]. To further simplify Equation 2, The residual strength of FRC in flexure is approximately three times its residual strength in tension, that is, $f_{eq,3} = 3\mu\sigma_{cr}$ [ACI-544-8R [6], M_n . Furthermore, the empirical relationship between tensile and compressive strength $f_t' = 6.7\sqrt{f_c'}$ (in U.S. customary units) is used for normalized compressive strength ω :

$$\omega = \frac{\gamma E \omega \varepsilon_{cr}}{E \varepsilon_{cr}} \approx \begin{cases} \frac{f_c'}{f_t'} = \frac{0.85 f_c'}{6.7 \sqrt{f_c'}} = 0.127 \sqrt{f_c'} & (f_c' \text{ in psi}) \\ \frac{f_c'}{f_t'} = \frac{0.85 f_c'}{0.56 \sqrt{f_c'}} = 1.518 \sqrt{f_c'} & (f_c' \text{ in MPa}) \end{cases} \quad (4)$$

By substituting for ω , as a function of ultimate compressive strength f_c' and the post crack tensile strength μ the expression for nominal ultimate moment capacity is obtained.

$$M_n = \left[\frac{6 f_{eq,3} \sqrt{f_c'}}{\xi (f_{eq,3} + 3 f_c')} \right] M_{cr}, \quad \xi = 15.8 \text{ for U.S. units; } \xi = 1.32 \text{ for SI} \quad (5)$$

The ultimate moment capacity as a function of residual tensile strength and reinforcement can be used as a convenient design tool for combinations of reinforcements, calculated as shown in Eq. (6). An analytical expression for minimum reinforcement ratio $\rho_{g,min}$ for conventional reinforced concrete is obtained. For example, using parameters $\mu = 0$, $\gamma = 3/4$, and $\omega = 6$, Eq. (7) represents the minimum reinforcement as a function of location and its stiffness (steel or FRP).

$$M_n \approx m_\infty M_{cr} = \frac{6 \rho_g n \kappa (\mu \alpha - \mu + \alpha \omega) + 3 \omega \mu - 3 (\rho_g n \kappa)^2}{\omega + \mu} M_{cr} \quad (6)$$

$$\rho_{min} = \frac{9\alpha - \sqrt{81\alpha^2 - 6}}{2\alpha n \kappa} \quad (7)$$

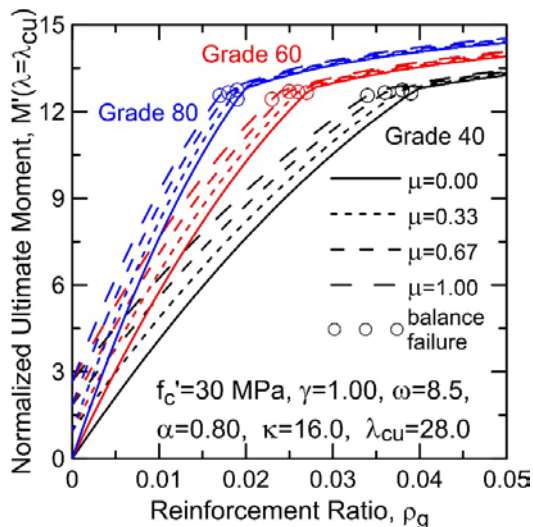


Figure 6. Design chart for normalized ultimate moment capacity (determined at $\lambda=\lambda_{cu}$) for different levels of post crack tensile strength μ and reinforcement ratio ρ_g .

Equations to determine the moment-curvature relationship, ultimate moment capacity, and minimum flexural reinforcement ratio were also explicitly derived by Yao et al (2018). Figure 6 shows a design chart for the parametric design model with various grades of steel. Flexural design using this chart, requires ultimate moment M_u due to factored loads normalized with respect to cross-sectional geometry. The demand moment capacity M_u' is obtained from this chart using a combination of normalized residual tensile strength μ , grade of steel, and reinforcement ratio ρ_g . Results are scaled to numerical values using the section cracking moment M_{cr} .

3.- MOMENT-CURVATURE AND LOAD-DEFLECTION RELATIONSHIPS

Moment-curvature relationship as cross sectional properties connects the constitutive material parameters to the structural flexural behavior, equilibrium, and the curvature-displacement relationship. This design parameter can be represented in various forms of bilinear, tri-linear, or curve fit from various sections (Soranakom and Mobasher 2008; Wang 2015). To obtain load-deflection calculations with given moment-curvature response, two approaches can be applied to the slope deflection equation: direct integration and polynomial/piecewise integration of linearized segments as discussed in (Soranakom and Mobasher 2008). Alternatively, one can use a parameterized moment-curvature relationship for a generalized solution, which has been derived and proposed as a practical design tool Wang (2015), Yao et al, (2018).

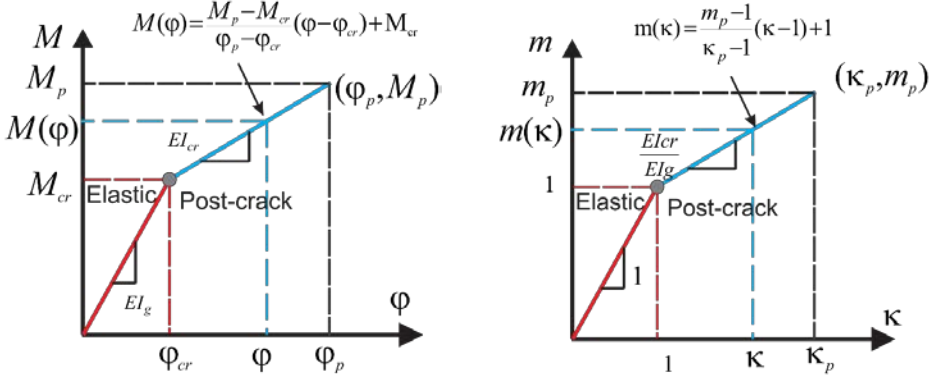


Figure 7. Simplified parametric moment-curvature relationship: (a) bilinear representation, (b) dimensionless moment-curvature curve represented as variables (κ, m) .

Figure 7a and 7b presents the idealized parametric moment–curvature response of a deflection hardening case with a two stage linear elastic and a post-cracking range. The mid-span deflection is obtained directly using the double integration of curvature distribution and imposing boundary conditions to ensure the continuity of displacement fields (Wang 2015). Deflection distributions along the beams at full range of applied loads were derived for various beam types, loading conditions and supports such as simple beam, cantilever beam, point load/moment, distributed load and combination of them. Analytical expressions of the mid-span deflections for 3PB and 4PB are presented for elastic (Stage 1) and cracked (Stage 2) stages. where $L_e = a / m$ refers to the length of elastic region, and a is the shear span of 4PB beam.

$$\begin{aligned}
 \delta_1 &= -\frac{\kappa}{12} \varphi_{cr} L^2 \\
 \text{3PB:} \quad \delta_2 &= \frac{\varphi_{cr} L^2}{L - 2L_e} \left[\frac{(\kappa - 1)L}{24} + \frac{(2L_e - L)\kappa}{8} + \frac{L_e^2(L - 2\kappa L_e)}{6L^2} \right] \quad (8)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_1 &= \kappa \varphi_{cr} \left(\frac{a^2}{6} - \frac{L^2}{8} \right) \\
 \text{4PB:} \quad \delta_2 &= \left\{ \frac{1}{54} \left[\left(\frac{3L_e}{L} + 1 \right) \left(\frac{3\kappa L_e}{L} - 1 \right) + \kappa \right] - \frac{\kappa}{8} \right\} \varphi_{cr} L^2 \quad (9)
 \end{aligned}$$

4.- MODEL SIMULATION

To verify the analytical model for flexural results of SHCC and UHPC beams studied by Qian and Li (2008), and Yoo et al. (2016) are simulated. Plain beam specimens of both SHCC and UHPC had a rectangular cross section of 100x100 mm² and a span of 300 mm. Four-point bending tests were conducted and load and deflection responses were recorded. The compressive strength for the UHPC and SHCC specimens are 232 MPa and 46 MPa, respectively.

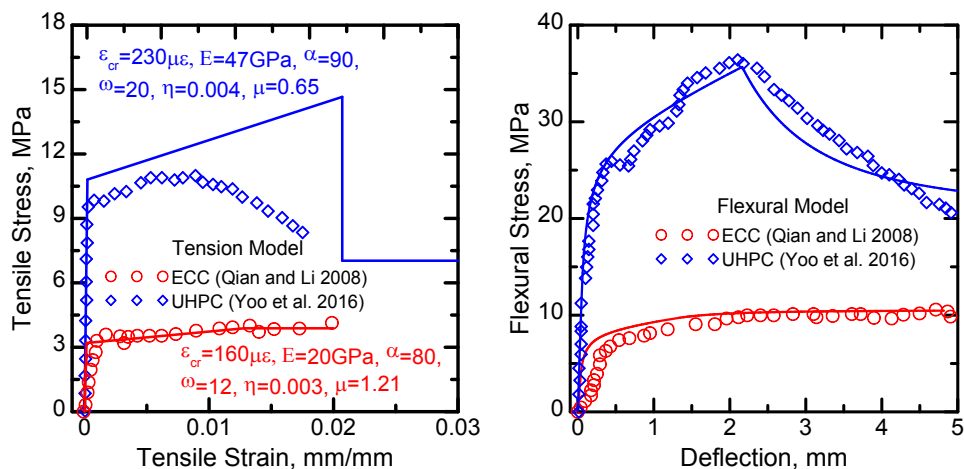


Figure 8. Simulations of ECC and UHPC specimens (a) tension models, (b) flexural stress-deflection responses.

Figures 8(a) and (b) compare the tensile stress-strain and flexural stress-deflection responses, respectively, for SHCC and UHPC composites. For SHCC, the model parameters include cracking strain $\epsilon_{cr}=160\mu\epsilon$, Young's modulus $E=20\text{GPa}$, normalized transition strain $\alpha=80$, normalized compressive strength $\omega=12$, post-cracking stiffness $\eta=0.003$. For UHPC specimens, these values are $\epsilon_{cr}=230\mu\epsilon$, $E=47\text{GPa}$, $\alpha=90$, $\omega=20$, $\eta=0.004$, as indicated in Figure 8(a). Strain hardening was demonstrated in both systems while UHPC showed much higher crack and ultimate tensile strength due to improved matrix properties and use of steel fibers. Use of ductile PVA fibers in SHCC results in more pronounced ductility in tension and flexure. The tension models in Figure 8(a) are used to construct the moment-curvature relationship and the deflection equations. The applied load is obtained from static equilibrium of a 4PB beam while the mid-span deflections are obtained from curvature. The simulated load-deflection responses are compared with experimental results in Figure 8(b). Deflection hardening are showed by both materials in bending due to distributed flexural cracking. The analytical model agrees well with the experimental data.

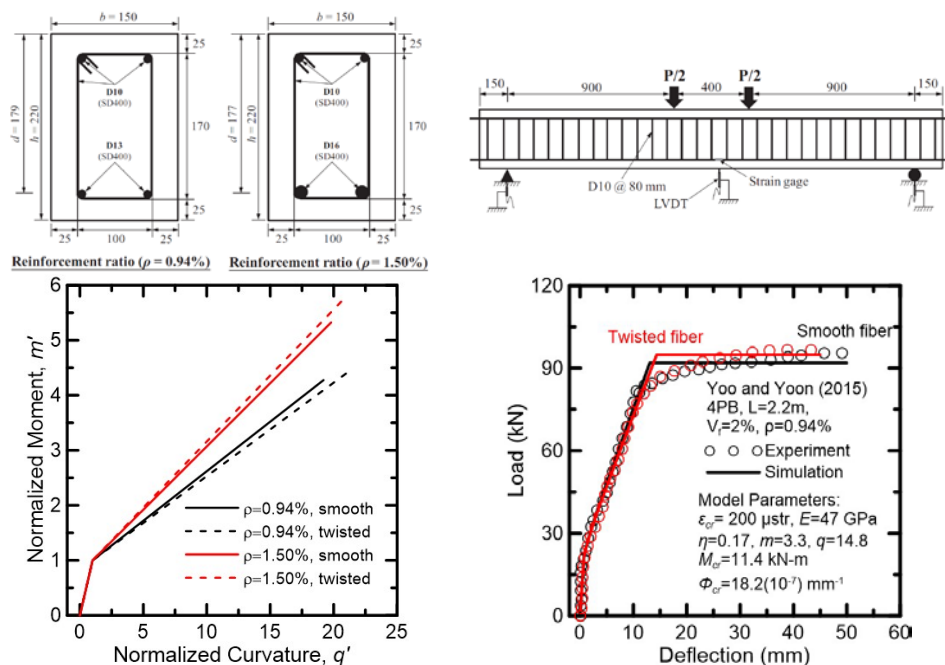


Figure 9. (a) Geometry of the cross section of UHPC beams, b) beam and loading geometry, c) Normalized moment-curvature relationship, d) comparison of load-deflection responses between simulation and experimental data for $\rho = 0.94\%$, and $\rho = 1.50\%$.

In the second simulation test results of hybrid reinforced concrete beams with UHPC and combinations of rebar and steel fiber tested by Yoo and Yoon, (2015). The beams with a cross section of 150 mm by 220 mm are tested under 4PB and span of 2200 mm are shown in Figures 9(a) and 9(b). Effect of longitudinal reinforcement ratio was evaluated at 0.94% and 1.50%. Two distinct types of smooth and twisted steel fibers at volume fraction of 2% were used. Figure 9(c) shows the normalized moment-curvature responses and Figure 9(d) compares the predicted and experimental load-deflection responses for of $\rho = 0.94\%$ and 1.50%, respectively. The basic material parameters used in the model include Young's modulus $E = 47 \text{ GPa}$, first crack tensile strain $\epsilon_{cr} = 180 \mu\epsilon$. Other model parameters shown in the Figure. Note that the proposed model provides conservative estimation for this class of materials, a preferred feature from the design perspective.

4.- CONCLUSIONS

A procedure for the design of blended components of UHPC was developed for using quaternary cementitious materials. The blending procedures use packing and rheology optimization approach to blend high performance mixtures using non-proprietary formulations. Tension hardening and multiple cracking behavior were obtained by the

deflection hardening mechanisms and energy dissipation in flexural members made with UHPC was documented. An analytical model based on serviceability limits for design of FRC and UHPC members is presented. Load-deflection responses are obtained using moment-area method or in closed-form by means of a linearized moment-curvature and double integration. The proposed models were verified by several experimental studies.

REFERENCES

- Arora, A., Aguayo, M., Hansen, H., Castro, C., Federspiel, E., Mobasher, B., Neithalath, N., “ Microstructural packing and rheology-based binder selection and characterization for Ultra-high Performance Concrete (UHPC)“ , *Cement and Concrete Research* 103, 179-190, 2018
- Aswani, K. (2014). “Design procedures for Strain Hardening Cement Composites (SHCC) and measurement of their shear properties by mechanical and 2-D Digital Image Correlation (DIC) method.” Arizona State University, Master Thesis.
- Faconi, L., Minelli, F., and Plizzari, G. (2016). “Steel fiber reinforced self-compacting concrete thin slabs – Experimental study and verification against Model Code 2010 provisions.” *Engineering Structures*, 122, 226–237.
- Graybeal, B. (2014). Design and construction of field-cast UHPC Connections (No. FHWA-HRT-14-084).
- Johansen, K. W. (1962). *Yield-line theory*. Cement and Concrete Association, London.
- Khaloo, A. R., and Afshari, M. (2005). “Flexural behaviour of small steel fibre reinforced concrete slabs.” *Cement and Concrete Composites*, 27(1), 141–149.
- Kim, J., Kim, D. J., Park, S. H., and Zi, G. (2015). “Investigating the flexural resistance of fiber reinforced cementitious composites under biaxial condition.” *Composite Structures*, 122, 198–208.
- Mobasher, B. (2011). *Mechanics of Fiber and Textile Reinforced Cement Composites*. CRC Press.
- Mobasher, B., Pahilajani, J., and Peled, A. (2006a). “Analytical simulation of tensile response of fabric reinforced cement based composites.” *Cement and Concrete Composites*, 28(1), 77–89.
- Mobasher, B., Peled, A., and Pahilajani, J. (2006b). “Distributed cracking and stiffness degradation in fabric-cement composites.” *Materials and Structures*, 39(3), 317–331.
- Mobasher, B., Yao, Y., and Soranakom, C. (2015). “Analytical solutions for flexural design of hybrid steel fiber reinforced concrete beams.” *Engineering Structures*, 100, 164–177.

- Qian, S., and Li, V. C. (2008). "Simplified Inverse Method for Determining the Tensile Properties of Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC)." *Journal of Advanced Concrete Technology*, 6(2), 353–363.
- Sawyer, H. A. J. (1965). "Design of Concrete Frames For Two Failure Stages." *Special Publication*, 12, 405–437.
- Soranakom, C., and Mobasher, B. (2008). "Correlation of tensile and flexural responses of strain softening and strain hardening cement composites." *Cement and Concrete Composites*, 30(6), 465–477.
- Wang, X. (2015). "Analytical Load-Deflection Equations for Beam and 2-D Panel with a Bilinear Moment-Curvature Model." Master Thesis, ARIZONA STATE UNIVERSITY.
- Yao, Y., Wang, X., Aswani, K., and Mobasher, B. (2017). "Analytical procedures for design of strain softening and hardening cement composites." *International Journal of Advances in Engineering Sciences and Applied Mathematics*, 1–14.
- Yoo, D.-Y., Banthia, N., Kang, S.-T., and Yoon, Y.-S. (2016). "Size effect in ultra-high-performance concrete beams." *Engineering Fracture Mechanics*, 157, 86–106.
- Yoo, D. Y., & Yoon, Y. S. (2015). Structural performance of ultra-high-performance concrete beams with different steel fibers." *Engineering Structures*, 102, 409-423.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Self-healing and repair of concrete structures: COST action CA15202 SARCOS and lessons learnt from FP7 project HEALCON

Nele De Belie ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Magnel Laboratory for Concrete Research, Ghent University, Belgium.

ABSTRACT

The appearance of small cracks in concrete can result in a loss of performance and functionality in the long term. Smart self-healing materials are developed as preventive solutions to avoid the need for extensive repair works. Although several approaches for promoting the self-healing of concrete structures have been developed during recent decades, they will only be viable when comparative characterization techniques for assessing their performance and efficiency are properly established. Furthermore, modelling the healing mechanisms taking place for the different designs and predicting the associated service life increase will help consolidate the implementation of these preventive repair approaches.

The SARCOS Action is focused on the concept of preventive repair, with the objective of sealing small cracks at the earliest stage of damage, both for new and existing structures, and on looking for standardizing methodologies to evaluate the mechanical and durable performance of the treated structures, with continuous feedback from the modelling of self-healing mechanisms. This is reflected in the scopes of the three SARCOS Working Groups. The presentation aims to give a general vision on the advances attained within the SARCOS Action, including the revision of the state-of-the art of the different aspects addressed within the Action: self-healing approaches, techniques for characterizing self-healing performance and self-healing modelling.

Furthermore, an overview of the results of the recently finished EU-FP7 project HEALCON is provided. Its aim was to design smart concrete with self-healing properties to create durable and sustainable concrete structures. While superabsorbent polymers and bacterial healing agents were used for healing of early age cracks in structures which require liquid tightness, elastic polymers were proposed for healing of cracks under dynamic load. The efficiency with regard to mechanical behaviour, liquid-tightness and durability was quantified by (non)-destructive monitoring techniques in small and large scale tests. Computer models were developed to simulate fracturing and self-healing.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

UHPFRC for the cast-in place reinforcement of offshore maritime signalization structures

Emmanuel Denarié ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages, (MCS-ENAC), École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), GC B3-435, Station 18, CH-1015 Lausanne, Suisse.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.8261>

ABSTRACT

Offshore lighthouses are a remarkable historical heritage often over 100 years old. The management of their aging is a challenge. The extremely low permeability of Ultra-High-Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC), combined with their outstanding mechanical properties (robust tensile Strain Hardening (SH) for specific mixes) are particularly suitable for the reinforcement of this type of structures and more generally offshore maritime signalization structures. These structures under the influence of tides and weather, exposed to a very aggressive environment, have very limited access. As for existing bridges, SH-UHPFRC provide in this case a robust, effective, and very durable reinforcement solution, making it possible to simplify and reduce the duration of interventions. In this context, an existing turret at sea, on the south coast of Brittany, was reinforced by the application of a 60 mm UHPFRC hull, cast in place by helicopter in a formwork around the existing masonry structure. This application paves the way for the reinforcement with the same materials of lighthouses at sea exposed to extreme weathering conditions, such as "La Jument" nearby the island of Ushant (Brittany, France).

KEYWORDS: UHPFRC, Strain-Hardening, Reinforcement, Lighthouses, Offshore.

1.- INTRODUCTION

Over the last 14 years, under the impulse of MCS/EPFL, the application of thin SH-UHPFRC layers, with or without passive reinforcement, cast in place on existing structures (bridges and buildings), has demonstrated its many advantages in terms of durability, sustainability, cost-efficiency, and reduction of the duration of sites [1, 2]. The same approach applies for structures in the marine environment (exposure classes XS 1, 2, 3), whether they are new, to guarantee their durability, or existing, for an efficient, fast and durable reinforcement adapted to the very severe constraints of the marine environment. The timeframe available for interventions on offshore structures is extremely limited, not because of traffic constraints such as for terrestrial traffic routes, but because of meteorological and tidal constraints (typically only a few days access per year). In this

perspective, the strategy of targeted interventions with UHPFRC used for road structures and buildings is also optimal for structures in the marine environment, especially for those, such as signalization structures at sea (turrets and lighthouses), subjected to the most severe conditions. Since 2011, a collaboration between MCS/EPFL and CEREMA Brest has matured this concept and implemented it for the first time in 2013 on a turret in the bay of Lorient in Brittany.

The application of UHPFRC to new structures in a marine environment has already been the subject of several achievements and conceptual or feasibility studies. Without being exhaustive, one can cite: (1) the Sakata-Mirai footbridge (variable height box girder cross section, wide circular openings, span 50 m) in Japan, prefabricated externally post-tensioned box-girder UHPFRC segments, located at the mouth of a river by the sea [3]; (2) the extension in 2008 of the Haneda airport in Japan (Tokyo harbor), with 24,000 m³ UHPFRC in the form of prefabricated pre-tensioned ribbed slabs attached to a metallic frame [4]; (3) the completion in 2012 of one of the 4 multi-span bridges with 6 spans planned for the extension of a container unloading terminal at Port Klang in Malaysia with a locally developed and produced UHPFRC [5] for 102 12.1 m long prestressed beams, without passive reinforcement; (4) the feasibility study for the application of prefabricated elements in UHPFRC for a harbor dock in Lorient, France [6]; (5) the proposal of prefabricated UHPFRC elements for the replacement of polder flood barriers in the Netherlands, [7]; (6) the proposal for the use of UHPFRC for offshore wind turbines [8] and then for the construction of their foundations [9], and finally prefabricated UHPFRC elements assembled by post-tensioning for the towers [10]; (7), the project of wave power plants using UHPFRC floats, with a prototype plant was installed in 2005 in the North Sea as part of the "Wavestar" project [11]; (8) the UHPFRC deep sea housings developed at university of Dresden [12] currently under testing in the arctic sea, 2500 m deep; (9) the emblematic MUCEM building and footbridge in Marseille, with structural members and filigree cladding lattices made of UHPFRC, exposed to the seaside environment [13]; (9) the footbridge "Las Ovejas" in Alicante (span: 45 m), on the Mediterranean seaside, made of post tensioned UHPFRC segments (FORMEX® mix using local components) with an organic shape and transparent colored inserts, [14]; and finally (10) the very original use for offshore mussels farms of a UHPFRC grid resting on floaters, (FORMEX® mix), [15].

Regarding the strengthening with UHPFRC existing structures in marine environment, Buitelaar [16] cited: (1) the case of the Puerto Cabello port jetty in Venezuela with the application between 1991 and 1992 of 30 mm of UHPFRC pumped in a formwork around 254 tubular pillars (thickness of 100 mm) made of prestressed concrete, damaged and corroded in the tidal zone; (2) reinforcement with UHPFRC and UHPC grouting of oil rig structural members, first in Venezuela in 1992 and 1993 on Lake Maracaibo, then in the North Sea in 1995 and following (Ekofisk platform) among others. This type of reinforcement using injected UHPC grouts is since then widely used. Tanaka et al., [17] validated the application of synthetic fiber-based UHPFRC (UHP-SHCC) for the reinforcement of piers in harbor sites. Finally, the use in 1998 of 6000 "Reactive Powder Concrete" (with synthetic fibers) support plates of ground anchors for the reinforcement of a retaining wall on the coast of Reunion Island [18] is also representative.

The detailed study of the archives on the design, construction and evolution of two lighthouses in the Iroise Sea: "La Jument" off the island of Ushant, and "Ar-men" off the island of Sein, allowed to model in three dimensions with finite elements, the evolution of these structures more than one hundred years old, [19, 20]. The effect of the multiple reinforcements applied during the life of these structures has been studied, and their effectiveness evaluated. The dynamic response of "La Jument" lighthouse was modeled and characterized in place, using an ambient vibration sensor. These measurements helped validate the choice of elastic materials properties used for numerical modeling. Finally, the three-dimensional numerical model was used to develop the basics of an intervention project by applying UHPFRC to reinforce and confine the basement of the lighthouse and the existing Reinforced Concrete ring around the tower base.

This paper first presents the particular context of lighthouses at sea and the challenges associated with their construction and reinforcement, based on the example of the "La Jument" lighthouse. In a second step, the concept of reinforcement intervention with UHPFRC is set forward. Finally, the first intervention of this type successfully carried out on the turret "Le Cabon" in Lorient, France in 2013 with a self-compacting UHPFRC is presented and discussed.

2.- LA JUMENT LIGHTHOUSE

2.1.- Context and historical background

Even if the generalization of the use of GPS has made the means of visual navigation (diurnal and nocturnal) less decisive, they remain very used and present with the lighthouses at sea, an important cultural and patrimonial value which must be preserved in a rational way as part of the state's legal obligation to ensure the maintenance of maritime signalization structures. To date, there are about 70 lighthouses classified or listed "Heritage Historic Monuments Ministry of Culture" in France, among which "La Jument", off the coast of Ushant Island in Brittany.

The construction of lighthouses at sea has always been a challenge calling for extraordinary tenacity, courage, and patience. The construction of the lighthouse of "La Jument" lasted seven years between 1904 and 1911, maximum duration imposed by the legacy used to fund the project. The first year of construction, access was possible only 52 hours, then between 150 and 400 hours the following years, for a total of 2037 hours or 85 days over seven years. It is now 117 years old and still resists despite the extreme stresses it undergoes: local configuration of the seabed favoring the formation of breaking waves of more than 20 m in height, extreme local pressures greater than 20 to/m² (extreme cases of 60 to/m² were reported), under the action of the most powerful. Figure 1a) illustrates the beginnings of the construction of the lighthouse with the substrate rock on the right. Metal rods anchored in the rock to serve as points of support are visible. Figure 1 (b) shows the lighthouse in the 1980's, taken from the boat during a staff rotation of lighthouse keepers. In both cases, the access conditions were particularly difficult.



a)



b)

Figure 1. “La Jument” lighthouse, a) construction, b) lighthouse keepers staff rotation in the 1980's. Photos a) Michel Cloâtre fund, b) George Penneç.

The Fresnel lens of the lighthouse had a range of 22 nautical miles until the 2014 storms, marking the entrance to the "Fromveur" channel, south of Ushant, which was the source of many shipwrecks until to the construction of the lighthouse. Since 2015, its range is reduced to 10 miles with the upcoming installation of a LED light source to replace it.

Figure 2 after (Loroux, 2013a) presents the 3D FEM modeling (DIANA) of the main successive phases of the service life of the structure. Its total height from the beginning of the bedrock to the level of the lantern platform is 40 m above sea level “CM 0” (low water coefficient 120). The peculiarities of this lighthouse at sea are: (1) its larger upper part to shelter the engine room, resulting in an unfavorable distribution of masses regarding the dynamic stresses, and (2) an octagonal cross-section of the tower that gives more grip to the forces applied by the waves than a cylindrical shape (case of the Ar-men lighthouse).

Originally, the free height of the tower from the basement was 29.7 m, reduced to 26.2 m after raising the basement. The original base, completed in 1911, was 3.5 m lower than the current upper level and was much narrower, almost contiguous to the base of the tower over a large part of its perimeter.

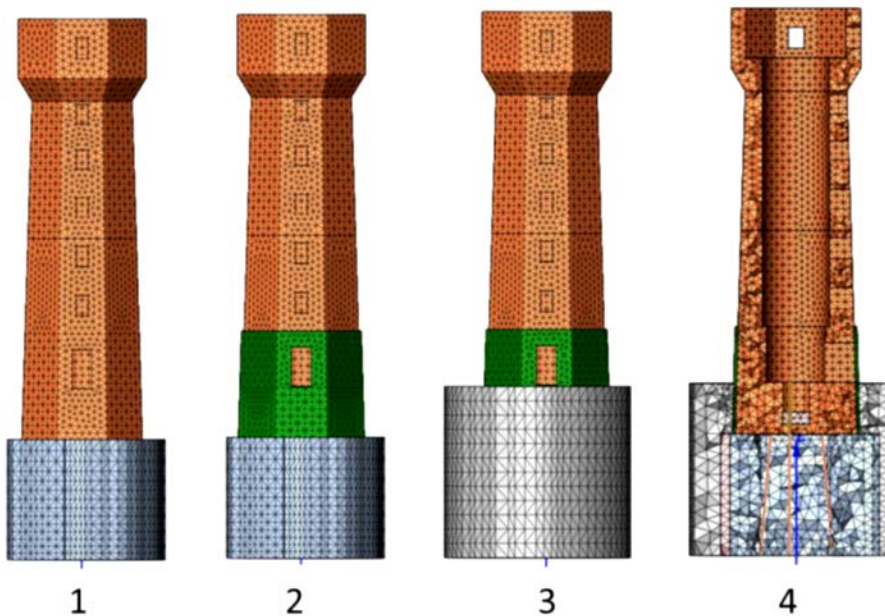


Figure 2. “La Jument” lighthouse, 3D finite element modeling of the successive steps of the life of the structure: (1) original condition (1911), (2) reinforced concrete strapping at the foot of the lighthouse and reinforcement of the tank (1917-18), (3) successive enlargements and basement elevation (1919-1928), (4) prestressed anchors (1936-1941), taken from [19].

Shortly after the commissioning of the structure in 1911, following strong storms, various reinforcements had to be undertaken to (1) stabilize the structure which exhibited very strong vibrations reported by the keepers (this lighthouse was automated in 1991), and (2) remedy to the cracks found at the base of the tower. The basement was progressively widened and raised 3.5 m between 1912 and 1928, and the base of the tower was confined between 1917 and 1918 with a reinforced concrete ring that extends down to the level of the old basement, 3.5 m below the current platform level and up to 4 m from the current platform level. Finally, between 1936 and 1941, three anchors inclined 1/10 to the outside were placed at the foot of the tower to apply stabilization efforts related to the mass of the tower (Coyne system applied to dams as early as 1931). Of these three anchors, at most 1058 tons (probably 2 of 3 anchors) could be activated compared to the planned 3 x 1000 tons, compared to the total weight of the tower of about 4800 tons. Given the very aggressive salty environmental conditions and doubts about their anchorage, it is unlikely that these anchors still perform any function after more than 75 years.

Figure 3a) and b) illustrate the condition of the basement in 2013. One can distinguish its heterogeneous nature following the multiple reinforcements carried out in the past, and the state of corrosion and cracking of the RC ring at the base of the tower.

The most significant positive effect of all the interventions carried out in the past is certainly the raising of the basement and its widening, and the confinement of the base of the tower, as shown by the finite element model, [19].



Figure 3. “La Jument” lighthouse, Ushant, France, condition in 2013: a) basement, b) Reinforced concrete reinforcement ring at the base of the tower, made in 1918, photos E. Denarié.

Dry-Mix shotcrete was applied locally to the basement in 2010. Heavy storms in winter 2014 tore materials apart from the top of the basement and damaged 70% of the platform surface, revealing existing radial cracks. However, there was no significant increase in these visible surface cracks compared to archive documents. A wide crack visible between the foot of the tower and the basement indicates that the tower is not clamped in the basement over its full height. The tower did not show an apparent increase in cracking patterns after the 2014 storms. Ambient vibration measurements made on the structure before and after the 2014 storms [19-21] did not show significant differences in the response of the structure at rest. Dry-mix shotcrete was applied in 2015 to fill the voids left after the 2014 storms on the upper part of the basement and to prepare the ground for wider interventions. Comprehensive monitoring of the action of waves is currently ongoing, [22].

2.2.- Concept of reinforcement with UHPFRC

The concept of reinforcement of the structure is inspired by the technique of protection/reinforcement of road structures using cast-in-place SH-UHPFRC, combined if necessary with passive reinforcement, fig. 4a), successfully applied since 2004 in Switzerland, [1, 2].

According to the information available, and subject to additional ongoing studies, the reinforcement of the structure shall have two main objectives fig. 4 b):

- (1) strengthen the reinforced concrete ring around the base of the tower, which is heavily damaged,
- (2) confine the upper part of the heterogeneous basement and seal it to prevent water penetration and hinder the pressure of the breaking waves to avoid the widening of the existing radial cracks.

platform is accessible and can be used to circulate around the turret. At high tide, it is submerged and half of the turret too, all this within 6 hours.

Reinforcement consisted of applying a 60 mm thick layer of UHPFRC on the entire surface of the turret including the upper platform, forming a continuous hull.

3.2.- Materials

General requirements for marine concrete are given in [23]. UHPFRC meet these requirements by far. Given the configuration of reinforcement equivalent to a ring test with a 92% degree of restraint, the additional requirements imposed on the UHPFRC for this project were as follows:

- Strain hardening tensile response in uniaxial tension, target value of deformation at the end of strain hardening ϵ_{Utu} on average between 1 and 2 ‰ for specimens cut in square plates (700/700/60 mm) poured horizontally. Tensile strength $f_{Utu} \geq 10$ MPa on average.
- Limitation of the shrinkage to prevent most of the eigenstresses under restraint and leave most of the tensile hardening behavior to resist the residual effects after 70 years of suspected still ongoing swelling reactions in the masonry substrate.
- Self-compacting character (class SF2 after EN 206-1), i.e. a spread between 660 and 750 mm and workability maintained over 2 to 3 hours (transport from the concrete plant to the base of the departure of the helicopter was 1 hour).

The "NaG3 SR FM" UHPFRC [24], was adapted by Lafarge for this application to achieve tensile strain hardening. It contained 3.25% vol. of straight steel fibers (length 13 mm, diameter 0.185 mm) and had a water/cement ratio between 0.21 and 0.23. It did not contain any accelerator and used an optimized superplasticizer to maintain workability over 2 to 3 hours. A proprietary shrinkage reducing technology helps offset to a large extent (autogenous shrinkage not more than 100 $\mu\text{m}/\text{m}$) the shrinkage induced eigenstresses of this particular UHPFRC mix.

The properties of the UHPFRC used were determined during the suitability trials in 2012 and during the construction site [25, 26]. All the objectives were achieved both regarding workability (self-compacting class SF2), as well as of the tensile response of the UHPFRC with a tensile hardening varying between 1 and 2.3 ‰ and a tensile strength between 10 and 12 MPa (at 28 days), determined by inverse analysis of prism flexural tests.

The UHPFRC workability was determined first at the plant, before the departure of the concrete truck, then on the helicopter landing site at the time of truck arrival, [27].

It was also determined before loading the skip attached to the helicopter, for several helicopter runs, Table 1.

The measured values of slump flow were initially lower than the requirements (SF2), most probably because of the relatively high fresh UHPFRC temperature (30°C). However, after

5 minutes fast stirring by the concrete truck at the helicopter landing site, satisfactory workability could be achieved throughout the casting. The material was homogenous with no fiber segregation, and the workability was maintained for more than two hours, which is perfect for this type of application.

Table 1. Workability test results at truck arrival at helicopter landing site or later

<i>Truck N° / (Batches)</i>	<i>Helicopter Run (over 9)</i>	<i>Air temp. [°C]</i>	<i>UHPFRC temperature [°C]</i>	<i>Slump flow [mm]</i>	<i>T500 [s]</i>
1/(1+2)	1	20	30	590	n.a.
	7	n.a.	n.a.	660	6
2/(3+4)	1	22	32	670	4

It should be noted that the compressive strength of the UHPFRC was on average (for six cylinders 70/140 mm tested at 28 days) 135 MPa (121 MPa for the fractile of 5%). These values are in the low range of those usually obtained for UHPFRC. This could be explained by the specific composition of the UHPFRC mix. It is however not an issue in this structural application for which the tensile response and protective properties prevail.

3.3.- Execution

The steel formwork was designed to withstand the hydrostatic pressure of the fluid UHPFRC, at the height of 4.6 m (UHPFRC density of 26 kN/m³) and to prevent leakage of fresh UHPFRC. It was fixed at the foot by anchors to a concrete wall itself anchored at the base of the turret.

The pouring took place on June 26, 2013. The metal formwork had been installed on the turret the previous day, figure 5a). The UHPFRC was produced at the LAFARGE concrete plant in Keryado, in a mixer with a capacity of 2 m³. Batches of 1.25 m³ of UHPFRC were chosen to optimize the production line and the on-site transport according to the rate of rotations of the helicopter. The UHPC matrix (premix, water, adjuvant) was mixed between 10 and 13 minutes before adding the fibers. The total mixing time was 13 to 17 minutes for each batch. Two batches were mixed consecutively and poured into a concrete truck.

After a first control of the workability at the plant, the fresh UHPFRC was transported by truck to Gâvres (37 km, 1 hour on average). From there, it was only 4 to 5 minutes to load the skip attached under the helicopter with an average of 300 liters of UHPFRC (750 kg), transport them to the turret, dump them into the formwork figure 5b), and return to the truck. A total of 4.2 m³ of UHPFRC were cast with two rotations of the truck and 18 rotations of the helicopter over a total duration of 2 hours. No compaction was applied to the UHPFRC during casting.

The free surface of the UHPFRC on the upper platform of the turret was covered with a plastic sheet covered with gravel left in place during seven days of curing. The formwork was removed after seven days.

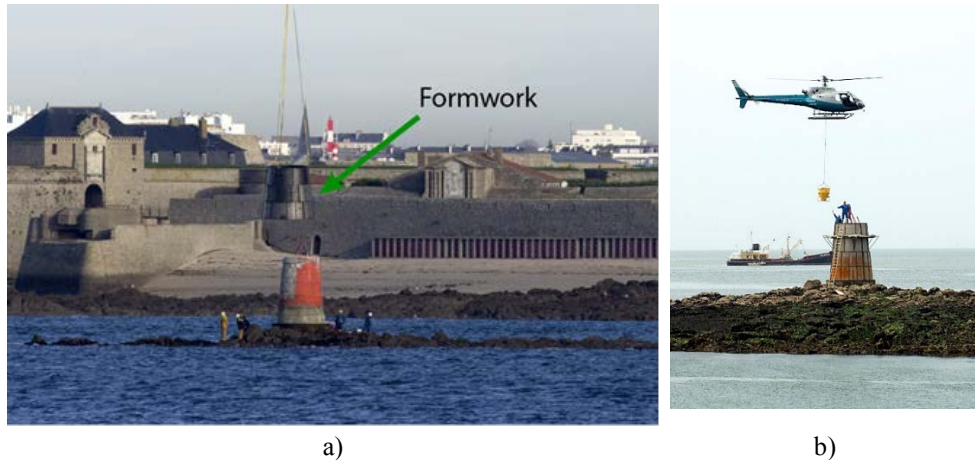


Figure 5. a) Installation of the metal formwork on the turret, b) casting of the UHPFRC by helicopter, photos E. Denarié.

3.4.- Feedback and perspectives

Figure 6a) shows the condition of the turret in September 2013, three months after casting. No crack was visible, at most microcracking on certain zones. The surface finish of the UHPFRC was excellent and suitable for the application of the final red paint, Figure 6b). The visual appearance of the painted turret and its surface rendering resemble a metal structure.

According to the owner of the structure (Service des Phares et Balises Lorient), the intervention with the help of UHPFRC has significantly reduced the quantity of materials required compared to a conventional solution with cast in place concrete. This significantly reduces the intervention time and the necessary means.

The intervention costs between the two variants have comparable values with a decisive advantage for the UHPFRC solution regarding durability and resistance to the extreme forces and abrasion regularly imposed by the swell.

- A second intervention on another turret at sea (Men er Houteliguet) of comparable size to that of Le Cabon, located near the island of Houat in Brittany, at sea, was realized successfully in 2017, with a similar mix, with the additional challenge of producing the UHPFRC on site, on a barge near the turret, using on-board mixers, [28]. Further projects are currently under development.
- Recent developments on sprayed UHPFRC with steel fibers, [29, 30] open the way to other modes of application to fulfill the same goals of reinforcement of offshore structures.



Figure 6. a) turret condition in September 2013, b) condition in September 2015 after final paint application and two winters. Pictures E. Denarié.

4.- CONCLUSIONS

- The concept of application of cast in place UHPFRC for the reinforcement of existing offshore structures with difficult access has been validated for the first time successfully on a turret in Brittany.
- The strain hardening UHPFRC recipe developed for this application has been very satisfactory both from the point of view of the workability (self-compacting SF 2), and for the mechanical performance in tension (tensile strength between 10 and 12 MPa, tensile strain hardening between 1 and 2.3 % on specimens sawn in a square plate without preferential orientation).
- The application of the UHPFRC on the Turret by a helicopter was fast and efficient.
- This successful application paves the way for the reinforcement of heritage lighthouses at sea in most difficult conditions of access, such as that of "La Jument", taking benefit of the outstanding properties of UHPFRC.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to thank: (1) Nicolas Fady (CEREMA – DtecEmf/DT/TSMF/PIE, Technopôle Brest Iroise) for his continuous support since 2011 in these R&D activities, (2) Christophe Loraux and Olivier Chollet (former MCS Master Students) for their motivation in working on Brittany lighthouses during their Master project and the excellent results they achieved, (3) the "Subdivision des Phares et Balises" from Lorient, Mr Ronan Goavec and his team (Christophe Le Mouel, Pascal Conan, Michel Le Roux) for having accepted to test UHPFRC on one of their structures at sea and for their major contribution to the success of this application, (4) Mrs Binse from the Keryado Lafarge concrete production plant in Lorient for making her facilities available for UHPFRC production, (5) Michel Menguy (CETE OUEST/DLRB, St Brieuc) for his advices on production and quality control of cementitious materials, and (6) Nicolas Bourneton (formerly CETE OUEST/DIMER, Nantes) for the design of the formwork. Finally, the support from LAFARGE (Dominique Corvez, Damien Jacomo, Julien Vernes) for the UHPFRC (development, raw components for the site, and technical support) is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Brühwiler, E., Denarié, E. (2013) "Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high-performance fiber reinforced concrete", *Structural Engineering International*, 23(4): 450-457.
- [2] Denarié, E. et Brühwiler, E. (2015), "Cast-on site UHPFRC for improvement of existing structures – achievements over the last ten years in practice and research", *Proceedings HPRCC7*, Stuttgart, Germany: 473-480.
- [3] Musha H., Ohtake A., Seki F., Ohkuma H., Kodama A., Kobayashi T. (2002), "Design and Construction of Sakata-Mirai Bridge Using of Reactive Powder Composite", *Bridge and Foundation Engineering*, vol.36, 11: 1-10.
- [4] Musha H., Ohtake A., Yokoi K., Noguchi T. (2010), "Development of Heavy Load Capacity UFC Slab and its Mass Production", *Concrete Journal* Vol. 48 No. 11: 28-35 (in Japanese, English translation available upon request).
- [5] Voo Y.L., Sittampalam K., Peng C.W., Singh S. (2014), "Design of Ultra-High Performance Concrete Jetty in Marine Environment", *Proceedings of the 12th International Conference on Concrete Engineering & Technology 2014, CONCET 2014*, Kuala Lumpur, Malaysia.
- [6] Kubwimana T., Bourneton N., Rouxel N., Hauchecorne A. (2010), "Utilisation des bétons fibrés à ultra hautes performances en site portuaire", *XI^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil*, Les Sables d'Olonne, France: 685-692 (in French).
- [7] Bockhoudt, F. (2003) "Concrete gates in the flood barrier" (in Dutch), *Cement* 4/2003, cited by Buitelaar, P. (2004) "Heavy reinforced ultra-high performance concrete", *Proceedings International Symposium on ultra-high performance concrete*, Kassel: 25-35.

- [8] Hansen, K.L. (2001), "Offshore wind turbine towers in high strength concrete", European Wind Energy Conference and Exhibition, Bella Center, Copenhagen, Denmark, cited by: Buitelaar, P. (2004), "Heavy reinforced ultra-high performance concrete", Proceedings International Symposium on ultra-high performance concrete, Kassel: 25-35.
- [9] Moeller, A. (2008), "Use of UHPC in offshore wind turbine foundations", Proceedings Second international symposium on ultra-high performance concrete, Kassel: 863-869.
- [10] Jammes, F. X., Tosini, L., Cespedes, X., Resplendino, J. (2012), "L'avenir des éoliennes offshore passe par le Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances", Travaux, (886): 60-64 (in French).
- [11] Hi-Con A/S (2011), "1. Final report: FLOAT–development of new flexible UHPC", Hjallerup Erhvervspark 1, 9320 Hjallerup, Danemark,
- [12] Wilhelm, S. and Curbach, M., (2017), "Experimental and nonlinear numerical analysis of underwater housings for the deep sea, made of ultra-high performance concrete". Structural Concrete, 18(1): 216-224.
- [13] Mazzacane, P., Ricciotti, R., Teply, F., Tollini, E., and Corvez, D., (2013), "MUCEM: The builder's perspective", Proceedings UHPFRC 2013, Marseille, Edited by F. Toutlemonde and J. Resplendino, RILEM Pro087, 3-16.
- [14] Serna, Pedro, López Juan Ángel, Camacho Esteban, Coll Hugo, and Navarro-Gregori Juan, (2014), "Footbridge over the Ovejas ravine in Alicante: An economical alternative made only of ultra-high-performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC)", 2nd FRC International Workshop (1st ACI-FIB Joint Workshop), Montréal, ACI SP310_41, 435-450.
- [15] Juan Ángel López, Hugo Coll, Esteban Camacho, & Fernando Galán. (2017). "Design and fabrication of UHC offshore platforms for mussel farming", EU Project SELMUS - The Formex® raft: Towards the revolution of the European mussel farming (738777), DOI [10.5281/zenodo.839816](https://doi.org/10.5281/zenodo.839816)
- [16] Buitelaar, P. (2004), "Ultra high-performance concrete: developments and applications during 25 years", Proceedings International Symposium on ultra-high performance concrete, Kassel, Germany, Kassel university press, plenary session, 25-35.
- [17] Tanaka R., Kunieda M., Iwanami M., Kato E., Amino T. (2016), "Jacketing Method for Pier Piles using UHP-SHCC", Proceedings BEFIB 2016, Vancouver, 406-415.
- [18] Tournette, D., Pegon, J. L., Stefanni, A., Dugat, J. (2000), "Plaques de tirants d'ancrage en BPR pour terre armée", Proceedings BEFIB 2000, RILEM Pro015: 203-212 (in French).

- [19] Loraux C. (2013a), "Comportement structural des phares en mer, étude historique sur le phare de la Jument et propositions d'interventions", Projet de Master, MCS, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (in French).
- [20] Chollet O. (2014), "Phare d'Ar-Men, Modélisation des effets de la houle, analyse du comportement structural et études de renforcement", Projet de Master, MCS, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (in French).
- [21] Loraux C. (2013b), "Campagne de mesure sur les phares de la Jument et du Creach, mesure des vibrations ambiantes et relevé de l'état (Jument seulement)", Rapport n° MCS 23.13.09-1, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (in French).
- [22] Fady, N., Gallier, S., Leroy E., Filipot, J.-F., (2018), "Comportement dynamique des phares en mer - Instrumentation du phare de la Jument", Secondes Journées nationales maçonnerie 22 et 23 mars 2018, Ifsttar Marne-la-Vallée, France (in French).
- [23] Dupray, S, Knights, J, Robertshaw, G, Wimpenny, D, Woods Ballard, B, (2010), "The use of concrete in maritime engineering - a guide to good practice", CETMEF – CIRIA, <http://www.ciria.org>, Guidelines ref (C674D).
- [24] Corvez D., Masson B., (2013), "UHPFRC Solutions for the Retrofit of Nuclear Reactor Containment Walls", Proceedings UHPFRC 2013, Marseille, Edited by F. Toutlemonde and J. Resplendino, RILEM Pro087: 147-156.
- [25] Denarié E., Jacomo D., Fady N., Corvez D., (2013), "Rejuvenation of maritime signalization structures with UHPFRC", Proceedings UHPFRC 2013, Marseille, Edited by F. Toutlemonde and J. Resplendino, RILEM Pro087: 157-166.
- [26] Fady N. et Denarié E. (2014), "Rénovation d'une structure d'un établissement de signalisation maritime par béton fibré ultra-performant", Bulletin de l'AIMS, 1: 50-51. (in French).
- [27] Menguy M., (2013), "Bétons Fibrés Ultra Performants pour le renforcement d'ouvrages en mer, Réparation de la tourelle du Cabon, Coulage du 26 Juin 2013", test report on production of UHPFRC, CETE OUEST/DLRB, St Brieuc (in French).
- [28] Philippe Donnaes, (2017), "Le BFUP prend la mer", Moniteur N° 5940 - published 15/09/2017, <https://www.lemoniteur.fr/articles/le-bfup-prend-la-mer-34813091> (in French).
- [29] Huynh A., Petit B., Teply F., Larive C. (2017), "Innovative rehabilitation technology for corrugated metal pipe culverts using wet-mix sprayed UHPFRC", Proceedings UHPFRC 2017, Montpellier, Eds. F. Toutlemonde, J. Resplendino, RILEM PRO 106, 717-724.
- [30] Trucy L., Dobrusky S., Bonnet E. (2017), "Ultra High Performance Shotcrete: Yes we can!", Proceedings UHPFRC 2017, Montpellier, Eds. F. Toutlemonde, J. Resplendino, RILEM PRO 106, 153-162.

REOLOGÍA
REOLOGIA

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Dosificación de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero basado en el estudio de la reología de la pasta

A. de la Rosa Velasco ⁽¹⁾, E. Poveda Bautista ⁽¹⁾, H. Cifuentes Bulté ⁽²⁾ y G. Ruiz López ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Grupo de Mecánica de Sólidos, Universidad de Castilla-La Mancha, España.

⁽²⁾ Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad de Sevilla, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5645>

RESUMEN

Este trabajo presenta un método de diseño de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero (HACRFA) que se basa en un modelo de reología de pasta de cemento, a partir del cual se determina la viscosidad plástica de la misma mediante la relación agua-materiales cementíceos, y en un modelo micromecánico que permite estimar la viscosidad plástica efectiva del HACRFA. Son datos necesarios los valores deseados de resistencia a compresión y de viscosidad efectiva del HACRFA, así como la fracción en volumen de fibra de acero a emplear y su esbeltez. Por medio de unos sencillos gráficos de diseño, particulares para cada resistencia a compresión, se calculan las cantidades de los distintos componentes del HACRFA.

PALABRAS CLAVE: HACRFA, método de diseño, reología, viscosidad plástica, resistencia a compresión

1.- INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años se han desarrollado numerosos métodos de diseño de HAC fundamentados en diferentes propiedades [1], entre los que destacan los métodos basados en modelos de reología de pasta. El comportamiento en estado fresco del HAC está muy influenciado por su composición y las características de los materiales que lo componen, siendo imprescindible entender correctamente la reología de dicho hormigón [2, 3, 4] y convirtiéndose el diseño de la mezcla en un concepto fundamental para conseguir un HAC de alta calidad. Además, una buena metodología debe ser ampliamente aplicable, suficientemente robusta ante la variabilidad de materiales y condiciones, además de cumplir con los requisitos técnicos establecidos y basarse en criterios de sostenibilidad y coste [1].

La introducción de fibras en el HAC une a los efectos de su buen comportamiento en estado fresco la mejora de las propiedades mecánicas en estado endurecido que proporcionan las fibras, dando lugar al hormigón autocompactante reforzado con fibras (HACRF) [5]. El

mayor contenido de partículas finas del HAC aumenta la compacidad de su matriz, mejorando la intercara fibra-matriz y favoreciendo su unión, lo cual repercute positivamente en la tenacidad post-fisuración y la capacidad de absorción de energía [6].

Las características reológicas de los materiales cementíceos se ven afectadas por las fibras [7], cuya adición debe considerarse en el diseño de la mezcla. Un aspecto fundamental a tener en cuenta es la trabajabilidad del HACRFA, que se ve muy influenciada por la geometría y la fracción en volumen de las fibras (ϕ_{fibra}). El producto de la esbeltez de la fibra (λ) y ϕ_{fibra} , denominado factor de fibra, cuantifica el efecto de las fibras en el comportamiento en estado fresco del HACRF [8, 9]. Existe un contenido máximo de fibra por encima del cual la trabajabilidad se reduce notablemente, perdiendo el hormigón sus características de autocompactabilidad [10]. Así, es necesario llegar a un compromiso entre el contenido máximo de fibra, que permite mejorar las propiedades mecánicas en estado endurecido del HACRFA, y la trabajabilidad adecuada para considerarlo dentro de esta tipología de hormigones de altas prestaciones.

2.- MODELOS CONSTITUTIVOS MICROMECAÑICOS. CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES REOLÓGICAS DE HAC Y HACRFA

El comportamiento en estado fresco del HAC se puede aproximar mediante un modelo de Bingham, que consta de dos parámetros reológicos principales: la tensión de fluencia (τ_0) y la viscosidad plástica (η) [11, 12]. Mediante modelos constitutivos micromecánicos se puede estimar el valor de η , tanto del HAC como del HACRFA, empleando la medida de η de la pasta de cemento [13]. El hormigón se puede considerar como un sistema bifásico en el que la fase sólida (áridos) está suspendida en una fase líquida viscosa (pasta de cemento). El valor de η de la fase líquida, considerada como un fluido viscoso homogéneo, se puede medir con precisión por medio de viscosímetros y aproximarse a través de otros instrumentos de laboratorio de bajo coste, ya que no es un valor único sino que depende de diferentes factores como el tipo de cemento, la cantidad de suplerplastificante o el tipo de adición. Así, el incremento de η que supone la adición de fases sólidas a la pasta de cemento (filler, árido fino, árido grueso y fibras) se puede calcular utilizando un modelo micromecánico bifásico [13, 14].

2.1.- Cálculo de la viscosidad plástica del HAC

El modelo micromecánico se aplica en etapas añadiendo, en primer lugar, el material sólido más fino (filler) al fluido viscoso (pasta de cemento) e incorporando, a continuación, el siguiente material sólido más fino (árido fino) a la suspensión formada en la primera etapa (pasta de cemento y filler), que se trata como una nueva fase fluida viscosa. El proceso concluye al introducir todas las fases sólidas. Por tanto, el valor de η del sistema líquido-sólido i se puede estimar a partir del sistema previo $i-1$ [11, 13, 15]:

$$\eta_{ci} = \eta_{ci-1} f_i(\phi_i) \quad (1)$$

η_{ci} : viscosidad plástica de la suspensión líquido-sólida i

η_{ci-1} : viscosidad plástica de la suspensión previa i-1, siendo η_{c0} : viscosidad plástica conocida de la pasta de cemento (η_{pasta})

$f_i(\phi_i)$: función que depende de ϕ_i , que calcula el aumento de η producida por la fase sólida con una fracción en volumen ϕ_i

Concretando la Ec. (1) para la viscosidad plástica del HAC [3, 11, 13, 14]:

$$\eta_{HAC} = \eta_{pasta} f_1(\phi_1) f_2(\phi_2) \dots f_n(\phi_n) \quad (2)$$

n: número total de fases sólidas

En suspensiones diluidas las partículas están suficientemente alejadas unas de otras, de manera que el movimiento relativo del fluido cerca de una partícula no se ve afectado por la presencia de las demás, despreciándose la interacción hidrodinámica [13, 14, 16]. La siguiente ecuación, establecida por Einstein, permite calcular el valor η de suspensiones diluidas de esferas rígidas o huecas distribuidas aleatoriamente [13, 14]:

$$f_i(\phi_i) = 1 + \eta \phi_i \quad (3)$$

Sin embargo, el hormigón es una suspensión no diluida y tanto las interacciones hidrodinámicas como el movimiento Browniano no se pueden despreciar, por lo que $f_i(\phi_i)$ no solo depende de ϕ_i de la fase sólida sino también de su forma y su distribución en el fluido. La fracción de empaquetamiento máximo ϕ_m representa la situación en la que las partículas están mínimamente separadas y el valor de η es infinito. Este valor está afectado por la distribución del tamaño de partículas [13, 14]. La ecuación propuesta por Krieger-Dougherty [13, 14, 17] es apropiada para suspensiones cementíceas no newtonianas de esferas rígidas:

$$f_i(\phi_i) = \left(1 - \frac{\phi_i}{\phi_m}\right)^{\eta \phi_m} \quad (4)$$

El valor de ϕ_m es igual a 0.524, 0.63 y 0.74 si se considera empaquetamiento de partículas cúbico, hexagonal aleatorio y hexagonal compacto, respectivamente. El exponente de la Ec. 4 permanece prácticamente constante para partículas esféricas rígidas, con valor 1.9 [13, 14]. La fracción de aire ocluido se considera alrededor del 2%, por lo que se puede aplicar la ecuación de Einstein, e incluirse dentro del valor η de la pasta de cemento. De este modo, para calcular el valor η del HAC, la ecuación de Krieger-Dougherty tiene el siguiente aspecto [14]:

$$\eta_{HAC} = \eta_{pasta} \left(1 - \frac{\phi_{filler}}{0.524}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{árido\ fino}}{0.63}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{árido\ grueso}}{0.74}\right)^{-1.9} \quad (5)$$

2.2.- Cálculo de la viscosidad plástica del HACRFA

Cuando se añaden fibras de acero al HAC se incrementa el valor de su η . Ghanbari y Karihaloo [13] proponen una ecuación para calcular el valor de la viscosidad plástica

efectiva (η_e) del HACRFA, la cual es válida para partículas esféricas rígidas en altas concentraciones y/o fibras rígidas de acero, con valor máximo de λ igual a 85 y ϕ_{fibra} hasta un 2% (concentraciones diluidas de fibras) a partir del HAC base [13]:

$$\eta_e = \eta_{\text{HACbase}} \left[(1 - \phi_{\text{fibra}}) + \frac{\pi \phi_{\text{fibra}} \lambda^2}{3 \ln(2\lambda)} \right] \quad (6)$$

η_{HACbase} : viscosidad plástica de la fase fluida viscosa o viscosidad plástica del HAC base

En la Ec. 6 el valor η_e de la mezcla aumenta con el incremento del parámetro de fibra ϕ_{fibra} λ^2 , lo cual es consistente con la literatura, que indica que la capacidad de fluidez y la trabajabilidad del HACRFA, o de los materiales cementíceos que contienen fibras en general, se ve afectada por el aumento de ϕ_{fibra} y/o λ [9, 13, 18, 19]. A mayor valor de ϕ_{fibra} para un mismo tipo de fibra (igual λ) y para un determinado valor de η_e del HACRFA, le corresponde un hormigón base (HAC base) menos viscoso, de forma que se puedan acomodar las características y el contenido de la fibra sin perder las propiedades de autocompactabilidad en el HACRFA [11]. El modelo constitutivo del comportamiento de este flujo se puede describir mediante un fluido de Bingham.

3.- MÉTODO DE DISEÑO DE HACRFA BASADO EN LA VISCOSIDAD PLÁSTICA Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN

El método de diseño de HAC desarrollado por Abo Dhaheer y coautores [14] emplea como datos de entrada los valores de η_{HAC} y de resistencia a compresión (f_{cu}) en probetas cúbicas de 100 mm de lado. Por medio de unos sencillos gráficos, esta metodología permite calcular las proporciones de materiales constituyentes del HAC con valores de η_{HAC} y de f_{cu} en el intervalo de 3-15 Pa s y 30-80 MPa, respectivamente. La relación agua/materiales cementíceos (w/c) se calcula a través de f_{cu} con la siguiente ecuación experimental de ajuste [14]:

$$f_{\text{cu}} = \frac{195}{12.65^{w/c}} \quad [\text{MPa}] \quad (7)$$

Una vez establecida la composición de la pasta de cemento (cemento, adición, agua y aditivo superplastificante) el valor de viscosidad de la pasta, η_{pasta} , se puede medir con un viscosímetro y aproximarse mediante otros instrumentos de laboratorio de bajo coste. De este modo se relacionan los valores de η_{pasta} y w/c con la tasa de aditivo superplastificante/materiales cementíceos (SP/c), y se procede a crear una tabla con los datos de partida a utilizar en la metodología. La Tabla 1 muestra la relación entre w/c del HAC y η_{pasta} para dos tipos de cemento, con una composición de cemento del 75%, escoria granulada de alto horno 25%, aditivo superplastificante y agua. Para el CEM II los valores se han obtenido del trabajo de Abo Dhaheer y coautores [14] mientras que para el CEM I han sido medidos experimentalmente con un viscosímetro cono-placa.

Tabla 1. Viscosidad plástica de la pasta de cemento: CEM (75%), escoria granulada de alto horno (25%), aditivo superplastificante y agua para diferentes tipos de cemento.

	η_{pasta} para CEM II (75%) + escoria(25%) obtenido del trabajo de Abo Dhaheer y coautores [14]		η_{pasta} para CEM I (75%) + escoria(25%) medido experimentalmente
w/c	η_{pasta} [Pa s]	$\eta_{pasta\ pasta + aire}$ <i>ocluido</i> [Pa s]	η_{pasta} [Pa s]
0.63	0.104	0.11	0.012
0.53	0.224	0.23	0.030
0.47	0.286	0.29	0.040
0.35	0.365	0.37	0.089

Obtenida la viscosidad de la pasta de cemento se procede a resolver la Ec. 5, cuya solución no es única sino que existen numerosas combinaciones de ϕ_i de las fases sólidas a partir de los datos f_{cu} y η_{HAC} ; muchas de dichas soluciones no dan lugar a un hormigón con características de autocompactabilidad, por lo que se necesita incluir otras restricciones relacionadas con el HAC [14, 20, 21], como las recogidas en los límites recomendados por la Federación Europea de Asociaciones de Marcas Nacionales (EFNARC) [20].

A través de MATLAB se ha creado un código que proporciona unos gráficos de diseño de mezcla de HAC para cada valor de f_{cu} , en los que a partir del parámetro de entrada, η_{HAC} , se pueden obtener las cantidades de cada componente del HAC [14].

3.1.- Metodología de diseño de HACRFA basada en modelos micromecánicos

Sustituyendo la Ec. 5 en la Ec. 6, descritas en el apartado anterior, se obtiene el modelo micromecánico bifásico, en el que la nueva fase sólida a añadir es la fibra que se encuentra suspendida en una fase fluida viscosa, que es el HAC base:

$$\eta_e = \eta_{pasta} \left(1 - \frac{\phi_{filler}}{0.524}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{árido\ fino}}{0.63}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{árido\ grueso}}{0.74}\right)^{-1.9} \left[(1 - \phi_{fibra}) + \frac{\pi \phi_{fibra} \lambda^2}{3 \ln(2\lambda)}\right] \quad (8)$$

Los datos necesarios para calcular la mezcla de HACRFA son: f_{cu} del HACRFA, η_e del HACRFA y la tipología de fibra (rígida), determinada por λ y ϕ_{fibra} . El objetivo es calcular la composición de un HAC base con el valor de viscosidad correspondiente, de forma que al añadir la fibra de acero (de esbeltez λ y cuantía ϕ_{fibra}) a su matriz, se consiga un HACRFA con el valor η_e requerido (según los datos de entrada).

La literatura científica dice que la adición de fibra al HAC no supone incrementos significativos de f_{cu} [22] para cuantías de fibra inferiores al 2%, pudiéndose utilizar ese dato de entrada tanto para diseñar un HAC como para un HACRFA. El valor f_{cu} va a establecer un intervalo admisible de $\eta_{HAC\ base}$ que cumple con las condiciones impuestas en el modelo

y es solución de la Ec. 5, dando lugar a combinaciones de cantidades de los materiales constituyentes del HAC. Se calcularán unos valores de viscosidad plástica máximos ($\eta_{\text{máx}}$) y mínimos ($\eta_{\text{mín}}$) del HAC base que, con el dato de η_e del HACRFA y λ de la fibra, establecen el intervalo de fracción en volumen de fibra mínimo ($\phi_{\text{fímín}}$) y máximo ($\phi_{\text{fmáx}}$), respectivamente, que se puede utilizar para diseñar dicho HACRFA:

$$\phi_{\text{fímín}} = \frac{3 \ln(2\lambda) (\eta_e - \eta_{\text{máx}})}{\eta_{\text{máx}} \pi \lambda^2 - 3 \ln(2\lambda)} \quad (9)$$

$$\phi_{\text{fmáx}} = \frac{3 \ln(2\lambda) (\eta_e - \eta_{\text{mín}})}{\eta_{\text{mín}} \pi \lambda^2 - 3 \ln(2\lambda)} \quad (10)$$

Establecido el valor ϕ_{fibra} dentro del intervalo admisible determinado con anterioridad, se calcula el valor de η_{HACbase} :

$$\eta_{\text{HACbase}} = \frac{\eta_e}{\left[(1 - \phi_{\text{fibra}}) + \frac{\pi \phi_{\text{fibra}} \lambda^2}{3 \ln(2\lambda)} \right]} \quad (11)$$

El valor η_{HACbase} se utilizará para definir las cantidades de los componentes del HAC base a partir de los gráficos de diseño de mezcla calculados de acuerdo con la metodología de Abo Dhaheer y coautores [14]. Así se diseña una mezcla de HACRFA dados sus valores deseados de f_{cu} , η_e , λ y ϕ_{fibra} . Por último, se implementa en el código MATLAB mencionado, las Ecs. 6, 8, 9, 10 y 11. De este modo se crean unos nuevos gráficos adicionales para HACRFA.

4.- EJEMPLO DE CÁLCULO DE HACRFA Y USO DE LOS GRÁFICOS DE DISEÑO DE MEZCLA

Se van a calcular las proporciones de mezcla de un HACRFA con las siguientes características:

$f_{\text{cu}} = 60$ MPa, $\eta_e = 40$ Pa s, fibra de acero rígida de 13 mm de longitud ($\lambda = 62$, $\rho_{\text{fibra}} = 7850$ kg/m³) y cuantía de fibra $\phi_{\text{fibra}} = 0.0055$

1- Calcular la relación w/c utilizando la Ec. 7: $f_{\text{cu}} = 60$ MPa, w/c = 0.46

2- Seleccionar una relación SP/c según la recomendación del fabricante y/o ensayos previos en estado fresco efectuados. Para un HAC con $f_{\text{cu}} = 60$ MPa. Se establece una relación SP/c = 2.8%

3- Calcular el valor η_{pasta} (incluido el 2% de aire ocluido) con la Tabla 1 para CEM II (75%) y escoria (25%): w/c = 0.46; $\eta_{\text{pasta} + \text{aire ocluido}} = 0.29$ Pa s

4- Comprobar que $\phi_{\text{fibra}} = 0.0055$ está dentro del intervalo admisible para el HACRFA con $f_{\text{cu}} = 60$ MPa y $\eta_e = 40$ Pa s. Se utiliza el gráfico de la Fig. 1, que muestra la región factible

de diseño obtenida mediante los datos de partida y las Ecs. 9 y 10. También incluye los valores η_{\min} y η_{\max} admisibles asociados al HAC base de acuerdo con el dato f_{cu} (f_{cu} HAC = f_{cu} HACRFA), que son los mismos que aparecen en el eje de abscisas de la Fig. 3 (Abo Dhaheer y coautores [14]).

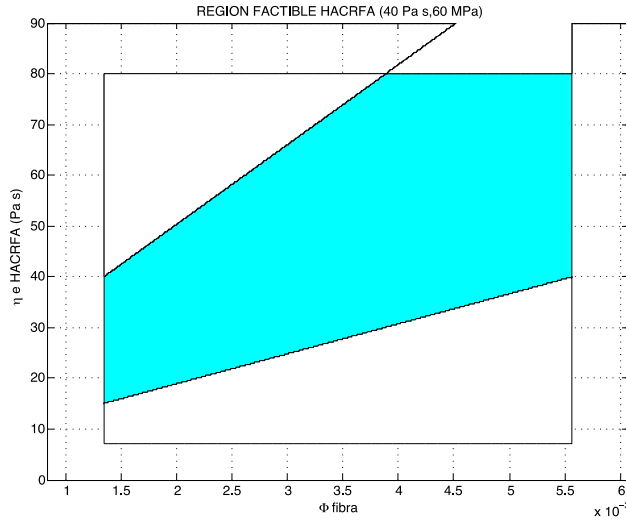


Figura 1. Región factible para HACRFA [$\eta_e = 40$ Pa s, $f_{cu} = 60$ MPa]

$\phi_{f\min}$ y $\phi_{f\max}$ se calculan a través de las Ecs. 9 y 10: $f_{cu} = 60$ MPa, $\eta_{\min} = 7$ Pa s, $\eta_{\max} = 18.9$ Pa s

$$\phi_{f\min} = \frac{3 \ln(2 \times 62) (40 - 18.9)}{18.9 \times \pi \times 62^2 - 3 \ln(2 \times 62)} = 0.0013 \quad (9)$$

$$\phi_{f\max} = \frac{3 \ln(2 \times 62) (40 - 7)}{7 \times \pi \times 62^2 - 3 \ln(2 \times 62)} = 0.0056 \quad (10)$$

$$0.0013 \leq 0.0055 \leq 0.0056$$

5- Estimar el valor $\eta_{HACbase}$ por medio de la Fig. 2, que muestra el intervalo de valores posibles de η para un HAC base con $f_{cu} = 60$ MPa.

Dados los valores de λ y ϕ_{fibra} , y el dato η_e del HACRFA, utilizando la Ec. 6, se calcula el valor $\eta_{HACbase}$ buscado: $\lambda = 62$, $\phi_{fibra} = 0.0055$, $\eta_e = 40$ Pa s

$$\eta_{HACbase} = \frac{40}{\left[(1 - 0.0055) + \frac{\pi \times 0.0055 \times 62^2}{3 \ln(2 \times 62)} \right]} = 7.2 \text{ Pa s} \quad (6)$$

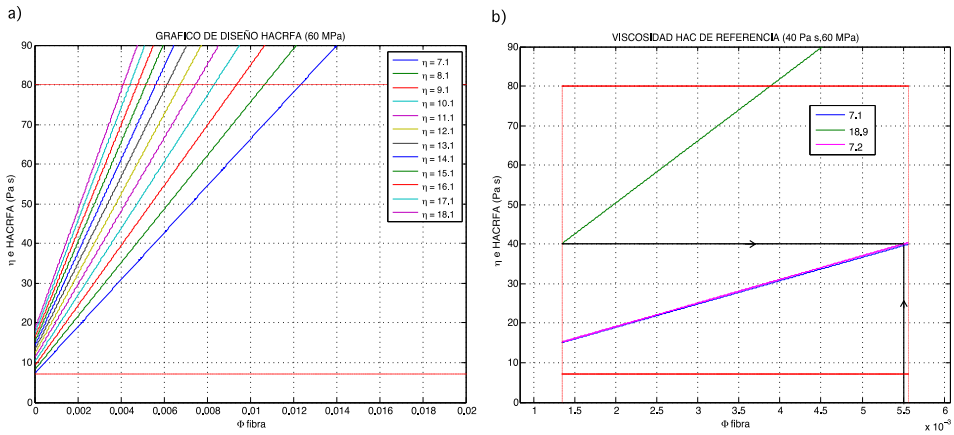


Figura 2. a) Cálculo de η_{HACbase} ($\eta_e = 40 \text{ Pa s}$, $\phi_{\text{fibra}} = 0.0055$, $f_{\text{cu}} = 60 \text{ MPa}$);
 b) Detalle en $\eta_{\text{HACbase}} = 7.2 \text{ Pa s}$

6- Calcular las cantidades de las fases sólidas del HACRFA una vez determinado el valor $\eta_{\text{HACbase}} = 7.2 \text{ Pa s}$ a través de la Fig. 3, correspondiente a $f_{\text{cu}} = 60 \text{ MPa}$

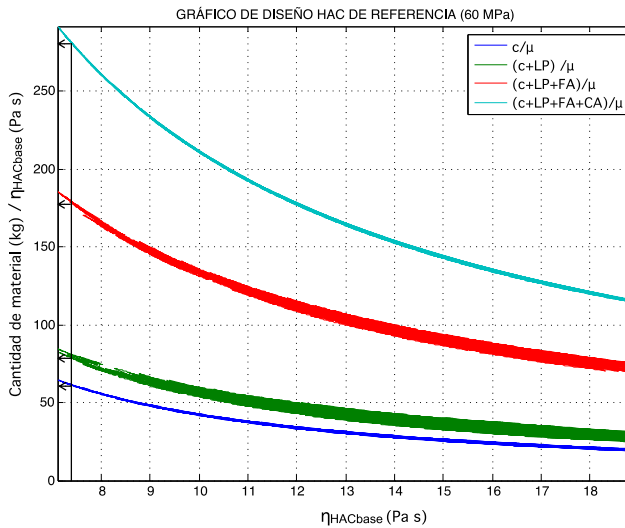


Figura 3. Cálculo de las cantidades de materiales constituyentes del HAC base según su viscosidad plástica [$f_{\text{cu}} = 60 \text{ MPa}$]

Materiales cementíceos (c): $\frac{c}{\eta_{\text{HACbase}}} = 63$; $c = 63 \times 7.2 = 453.6 \text{ kg/m}^3$ (12)

$$\text{Agua (w): } \frac{w}{c} = 0.46; w = 453.6 \times 0.46 = 208.7 \text{ kg/m}^3 \quad (13)$$

$$\text{Aditivo superplastificante (SP): } \frac{SP}{c} = 0.028; SP = 453.6 \times 0.028 = 12.7 \text{ kg/m}^3 \quad (14)$$

Filler calizo (LP):

$$\frac{(c+LP)}{\eta_{\text{HACbase}}} = 81; c + LP = 81 \times 7.2 = 583.2 \text{ kg/m}^3 \quad (15)$$

$$LP = 583.2 - 453.6 = 129.6 \text{ kg/m}^3$$

Árido fino (FA):

$$\frac{(c+LP+FA)}{\eta_{\text{HACbase}}} = 179; c + LP + FA = 179 \times 7.2 = 1288.8 \text{ kg/m}^3 \quad (16)$$

$$FA = 1288.8 - 453.6 - 129.6 = 705.6 \text{ kg/m}^3$$

Árido grueso (CA):

$$\frac{(c+LP+FA+CA)}{\eta_{\text{HACbase}}} = 284; c + LP + FA + CA = 284 \times 7.2 = 2044.8 \text{ kg/m}^3 \quad (17)$$

$$CA = 2044.8 - 453.6 - 129.6 - 705.6 = 756 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Fibra de acero (f): } f = \phi_{\text{fibra}} \rho_{\text{fibra}} = 0.0055 \times 7850 = 43.2 \text{ kg/m}^3 \quad (18)$$

7- Calcular el volumen total de la mezcla mediante las densidades de los materiales. Las densidades son $\rho_c=3000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_w=1000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{SP}=1038 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{FA}=2650 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{CA}=2600 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_{LP}=2510 \text{ kg/m}^3$.

$$V_T = \frac{c}{\rho_c} + \frac{w}{\rho_w} + \frac{SP}{\rho_{SP}} + \frac{LP}{\rho_{LP}} + \frac{FA}{\rho_{FA}} + \frac{CA}{\rho_{CA}} + \frac{f}{\rho_{fibra}} + 0.02 = 1.005 \text{ m}^3 \quad (19)$$

8- Calcular nuevamente el valor η_{HACbase} , utilizando la Ec. 5 y sustituyendo las fracciones de los componentes obtenidas, de modo que se compruebe si está dentro del margen de error aceptable de $\pm 5\%$ respecto del valor objetivo. Por último hay que calcular otra vez el valor η_e del HACRFA con la Ec. 6 y el error cometido respecto del valor objetivo (aceptable dentro del intervalo de $\pm 5\%$).

$$\phi_{LP} = \frac{LP/\rho_{LP}}{c/\rho_{cm} + w/\rho_w + SP/\rho_{SP} + 0.02 + LP/\rho_{LP}} = 0.12 \quad (20)$$

$$\phi_{FA} = \frac{FA/\rho_{FA}}{c/\rho_{cm} + w/\rho_w + SP/\rho_{SP} + 0.02 + LP/\rho_{LP} + FA/\rho_{FA}} = 0.38 \quad (21)$$

$$\phi_{CA} = \frac{CA/\rho_{CA}}{c/\rho_{cm} + w/\rho_w + SP/\rho_{SP} + 0.02 + LP/\rho_{LP} + FA/\rho_{FA} + CA/\rho_{CA}} 0.29 \quad (22)$$

El valor $\eta_{HACbase}$ calculado, así como el error cometido son:

$$\eta_{HACbase} = \eta_{pasta} \left(1 - \frac{\phi_{LP}}{0.524}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{FA}}{0.63}\right)^{-1.9} \left(1 - \frac{\phi_{CA}}{0.74}\right)^{-1.9} = 7.2 \text{ Pa s} \quad (5)$$

$$\text{Error} = \frac{100(\eta_{HACbase} \text{ calculada} - \eta_{HACbase} \text{ objetivo})}{\eta_{HACbase} \text{ objetivo}} = 0.1\% \quad (23)$$

El valor η_e calculado y su error asociado son:

$$\eta_e = \eta_{HACbase} \left[\left(1 - \phi_{fibra}\right) + \frac{\pi \phi_{fibra} \lambda^2}{3 \ln(2\lambda)} \right] = 40.3 \text{ Pa s} \quad (6)$$

$$\text{Error} = \frac{100 \times (\eta_e \text{ calculada} - \eta_e \text{ objetivo})}{\eta_e \text{ objetivo}} = 0.7\% \quad (23)$$

5.- CONCLUSIONES

Se presenta una nueva metodología de diseño de HACRFA sencilla de calcular a partir de unas curvas de diseño y que garantiza la autocompactabilidad. Esta metodología se basa en modelos constitutivos micromecánicos, en la que el principal parámetro reológico es la viscosidad plástica efectiva de la mezcla. Éste es un dato de partida, además de la resistencia a compresión, la esbeltez de la fibra y su fracción en volumen. Como la viscosidad plástica de la mezcla parte de la viscosidad de la pasta de cemento y ésta depende de las tipologías de cemento, adiciones y relaciones agua-materiales cementíceos, se han medidos los valores de viscosidad de la pasta para cemento tipo I con escoria para diferentes relaciones agua-cemento.

A través de estos datos de partida, se calculan las proporciones de los componentes del HACRFA con unos sencillos y útiles gráficos de diseño de mezcla. Por último, se ha desarrollado un ejemplo en el que se explica pormenorizadamente el uso de estos gráficos y la resolución mediante las ecuaciones que intervienen en la metodología de diseño.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación recibida al Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto BIA2015-68678-C2-1-R. A. de la Rosa agradece la ayuda económica recibida mediante la beca FPI BES-2016-077458. Así como al Instituto de Cerámica y Vidrio del CSIC, en especial al Profesor de Investigación Rodrigo Moreno por la ayuda y el instrumental para la medición de la viscosidad.

REFERENCIAS

- [1] Caijun S., Zemei W., KuiXi L., Linmei W. “A review on mixture design methods for self-compacting concrete”. *Construction and Building Materials*. 2015, nº 84, p. 387-398.
- [2] Karihaloo B.L., Ghanbari A. “Mix proportioning of self-compacting high-and ultra-high-performance concretes with and without steel fibres”. *Magazine of Concrete Research*. 2012, vol. 64, p. 1089–1100.
- [3] Deeb R., Karihaloo B.L. “Mix proportioning of self-compacting normal and high-strength concretes”. *Magazine of Concrete Research*. 2013, vol. 65, nº 9, p. 546-556.
- [4] Heirman G., Vandewalle L., Van Gemert D., Wallevik O. “Integration approach of the Couette inverse problem of powder type self-compacting concrete in a wide-gap concentric cylinder rheometer”. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*. 2008, vol. 150, p. 93-103.
- [5] Ferrara L., Grünewald S., Dehn F. “Design with Highly Flowable Fiber-Reinforced Concrete: Overview of the Activity of fib TG 8.8” *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete Proceedings of SCC2010, Montreal, Canada, 2010*, p. 395-406.
- [6] Ferrara L., Park Y.D., Shah S.P. “A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete”. *Cement and Concrete Research*. 2007, vol. 37, p. 957-971.
- [7] Martinie L., Roussel N. “Fiber-Reinforced Cementitious Materials: From Intrinsic Isotropic Behavior to Fiber Alignment”. *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete Proceedings of SCC2010, Montreal, Canada, 2010*, vol. 1, p. 407-415
- [8] Ferrara L. “Fiber Reinforced SCC”. *Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 228-MPS on Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete*. 2014, p. 161-220.
- [9] Grünewald S. *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. PhD-thesis. Delft, The Netherlands: Delf University of Technology, 2004.
- [10] Grünewald S., Laranjeira F., Walraven J., Aguado A., Molins C. “Improved Tensile Performance with Fiber Reinforced Self-compacting Concrete”. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6. RILEM State of the Art Reports*. 2012, vol. 2, p. 51-58.
- [11] Karihaloo B.L., Ghanbari A. “Mix proportioning of self-compacting high- and ultra-high-performance concretes with and without steel fibres”. *Magazine of Concrete Research*. 2012, vol. 64, nº 12, p. 1089-1100.

- [12] Qiong W., Xuehui A. “Development of a mix design method for SCC based on the rheological characteristics of paste”. *Construction and Building Materials*. 2014, vol. 53, p. 642-651.
- [13] Ghanbari A., Karihaloo B.L. “Prediction of the plastic viscosity of self-compacting steel fibre reinforced concrete”. *Cement and Concrete Research*. 2009, vol. 39, p. 1209-1216.
- [14] Abo Dhaheer M.S., Al-Rubaye M.M., Alyhya W.S., Karihaloo B.L., Kulasegaram S. “Proportioning of self-compacting concrete mixes based on target plastic viscosity and compressive strength: mix design procedure”. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*. 2016, vol. 5, n° 4, p. 199-216.
- [15] Deeb R., Karihaloo B.L. “Mix proportioning of self-compacting normal and high-strength concretes”. *Magazine of Concrete Research*. 2013, vol. 65, p. 546–556.
- [16] Batchelor G.K. “The stress generated in a non-dilute suspension of elongated particles by pure straining motion”. *Journal of Fluid Mechanics Digital Archive*. 1971, vol. 46, p. 813–829.
- [17] Krieger I.M., Dougherty T.J. “A mechanism for non-Newtonian flow in suspensions of rigid spheres”. *Journal of Rheology*, 1959, vol. 3, p. 137–152.
- [18] Rossi P. “Mechanical behaviour of metal-fibre reinforced concretes”. *Cement and Concrete Composites*. 1992, vol. 14, n° 1, p. 3-16.
- [19] Martinie L., Rossi P., Roussel N. “Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction”. *Cement and Concrete Research*. 2010, vol. 40, p. 226-234.
- [20] EFNARC. “The European guidelines for self-compacting concrete - specification, production and use”. 2005, www.efnafrc.org.
- [21] Domone P.L. “Self-compacting concrete: an analysis of 11 years of case studies”. *Cement and Concrete Composites*. 2006, vol. 28, p. 197-208.
- [22] Poveda E., Ruiz G., Cifuentes H., Yu, R.C. and Zhang X.X. Influence of the fiber content on the compressive low-cycle fatigue behavior of self-compacting sfrc. *International Journal of Fatigue*. 2017, vol. 101, p. 9-17.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Efectividad de la dosificación de superplastificante sobre la dispersión de nanopartículas en el hormigón

Harry Brace ⁽¹⁾ y Emilio García-Taengua ⁽¹⁾

⁽¹⁾ School of Civil Engineering, University of Leeds, Inglaterra, Reino Unido.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5965>

RESUMEN

Las posibilidades que ofrecen las nanopartículas, y en particular la nanosilíce (NS), en hormigones autocompactantes han motivado la investigación de sus efectos en pastas y morteros. Recientemente se han publicado estudios investigando los efectos de la adición de nanopletinas de grafeno (GNPs) u óxido de grafeno en pastas de cemento, con resultados prometedores. Sin embargo, las dificultades asociadas a la dispersión de nanopartículas sigue siendo un gran obstáculo. En el presente estudio se ha analizado el efecto de distintas dosificaciones de superplastificante sobre la dispersión de NS y GNP, medida indirectamente en pastas de cemento a través de su comportamiento en estado fresco, densidad y resistencia a compresión. Se ha prestado especial atención a la cuantificación de las interacciones entre dichos tres componentes, cuestión que no se había abordado anteriormente. La dosis de superplastificante se ha variado entre 0.6% y 1.2%, y se han considerado contenidos de NS y GNPs de hasta el 3% sobre el peso total de conglomerante. Se han detectado fuertes sinergias entre los contenidos en NS y GNPs y la dosis de superplastificante, y se presentan las ecuaciones predictivas obtenidas para los parámetros analizados.

PALABRAS CLAVE: aditivos, compatibilidad, fluidez, nanosilíce.

1.- INTRODUCCIÓN

El desarrollo y manipulación de materiales a escala nanométrica es cada vez más asequible y escalable a gran variedad de procesos [1], y las posibilidades que ofrece la incorporación de nanopartículas a sistemas cementicios van desde la mejora de propiedades mecánicas y durabilidad hasta sus propiedades fotocatalíticas [1]–[3]. Sin embargo, la introducción de estos componentes en la producción de hormigón aún está lejos de consolidarse debido a tres factores [4]: su relativa novedad, su coste, y las dificultades asociadas a su dispersión homogénea en fresco, cuestión que ha motivado el presente trabajo.

La nanosilíce (NS) es la nanopartícula que ha suscitado el mayor interés en cuanto a su aplicabilidad en hormigones. Su adición conlleva un aumento de la resistencia a

compresión [5], [6]. Debido a su elevado contenido en sílice y su finura, tiene un efecto puzolánico [7]. Además, las partículas de NS actúan como centros de nucleación para el desarrollo de los productos de hidratación del cemento, y contribuyen al llenado de poros, lo que se ha venido denominando como “efecto filler” [5], [7]. Sin embargo, adolecen de una baja dispersabilidad durante el amasado, dificultando su distribución homogénea y por tanto el aprovechamiento de su potencial [8], [9]. Para minimizar este problema la NS suele utilizarse predispersada en forma de solución acuosa o hidrosol, pero aun así, debido a la liberación de cationes Ca^{2+} , Na^{+} y K^{+} que se produce cuando el cemento entra en contacto con el agua, las partículas de NS tienden a reaglomerarse [5]. Además, su elevada superficie específica tiende a incrementar la demanda de agua, con la consiguiente penalización de la trabajabilidad de la mezcla, que no ayuda a una mejor dispersión [8].

Las nanoplestinas de grafeno (GNPs) son partículas bidimensionales constituidas por átomos de carbono, y constituyen un material relativamente nuevo. Su introducción en sistemas cementicios puede mejorar sus propiedades en estado endurecido de forma más eficiente que con las nanofibras o nanotubos de carbono y mejor relación coste-beneficio [10]. Además de una mejor resistencia a compresión, a tracción o en flexotracción [11], la reducida resistividad eléctrica de las GNPs podría explotarse en el desarrollo de estructuras de hormigón capaces de automonitorizarse [12]. El principal problema asociado a las GNPs vuelve a ser su dispersabilidad [13]. Mediante ultrasonificación se puede conseguir una dispersión homogénea en medio acuoso [13]–[15], pero dicha técnica no es escalable a la producción a gran escala y además puede producirse una reaglomeración de las nanopartículas cuando dicha preparación entra en contacto con el cemento [15]. Esto se consigue mejorar mediante la modificación superficial de las GNPs, incorporando grupos hidroxilo dando lugar al óxido de grafeno (GO), con elevado carácter hidrofílico y mucho más dispersable [16]. Sin embargo, con esta modificación superficial se pierde la electroconductividad con la consiguiente limitación de sus potenciales aplicaciones [3].

Tanto la NS como las GNPs, adicionadas a la pasta de cemento, mortero u hormigón, son capaces de introducir una substancial mejora en las propiedades en estado endurecido. Sin embargo, su difícil dispersión va en detrimento de la trabajabilidad y dificulta el total aprovechamiento de su potencial, aspectos ambos de particular interés en relación con los hormigones autocompactantes. Estudios preliminares indican que tanto la NS como las GNPs se dispersan mejor con la introducción de un aditivo superplastificante basado en éteres policarboxílicos. Dichas cuestiones son las que han motivado el presente estudio. Además, se espera que la dispersabilidad de tanto la NS como las GNPs mejore cuando se utilizan conjuntamente, pues así se ha detectado, por ejemplo, en el caso del GO cuando se adiciona en combinación con el humo de sílice [15], [16].

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Variables consideradas y definición de las pastas ensayadas

En el presente estudio se produjeron y ensayaron dieciocho pastas de cemento distintas, variándose el contenido en NS, el contenido en GNPs, y la dosis de aditivo superplastificante. En cada amasada se produjo suficiente volumen de pasta para llevar a

cabo los siguientes ensayos: cono de Marsh, mesa de sacudidas, y compresión simple, además de la determinación del peso específico.

Tanto la NS como las NGPs se consideraron a tres niveles: 0%, 1% y 3% sobre el peso de cemento. En el caso de la NS, se corrigieron las cantidades a añadir para tener en cuenta únicamente su fracción sólida. Se decidió fijar el rango de variación entre 0% y 3% puesto que los valores óptimos del contenido en NS según diversos estudios previos oscila entre el 1.5% y el 2.5% [5], y los contenidos en GNPs en estudios similares son 5% o inferiores. El aditivo se consideró a dos niveles: 0.6% y 1.2% sobre el peso de cemento, de acuerdo con los valores mínimo y máximo recomendados por el fabricante. Tras unos ensayos preliminares, la relación agua/conglomerante se fijó en 0,4 y se mantuvo constante para todas las mezclas.

La composición de cada una de las dieciocho pastas consideradas, así como los valores medios obtenidos de los ensayos realizados, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Composición de las pastas ensayadas y valores medios de los resultados experimentales.

<i>Componentes (% sobre peso de cemento)</i>			<i>Tiempo de flujo t (s)</i>	<i>Escurrimiento D (mm)</i>	<i>Peso específico ρ (kg/m³)</i>	<i>Resistencia a compresión (MPa)</i>
<i>GNPs</i>	<i>NS</i>	<i>SP</i>				
0,0	0,0	0,6	7,3	-	2126,4	34,5
0,0	0,0	1,2	6,5	-	2136,8	40,1
0,0	1,0	0,6	8,2	-	1983,6	44,0
0,0	1,0	1,2	7,5	-	2006,4	46,9
0,0	3,0	0,6	-	213	1972,3	50,9
0,0	3,0	1,2	39,8	230	1968,3	54,0
1,0	0,0	0,6	73,8	268	2087,4	74,4
1,0	0,0	1,2	7,8	-	2068,0	76,6
1,0	1,0	0,6	-	240	2026,0	74,5
1,0	1,0	1,2	7,7	-	2058,6	81,4
1,0	3,0	0,6	-	193	2082,6	76,6
1,0	3,0	1,2	-	195	2017,2	77,3
3,0	0,0	0,6	-	180	2112,1	57,2
3,0	0,0	1,2	-	220	2097,4	66,5
3,0	1,0	0,6	-	205	2086,7	56,6
3,0	1,0	1,2	-	225	2072,8	73,6
3,0	3,0	0,6	-	180	2063,8	59,2
3,0	3,0	1,2	-	185	2035,5	60,8

2.2.- Materiales

Se utilizaron cemento Portland de clase CEM I 52.5N conforme a la norma EN 197-1:2011, agua corriente, y un aditivo superplastificante a base de éteres policarboxílicos. La NS utilizada fue una suspensión en medio acuoso estabilizada con sodio, con un contenido en SiO₂ del 40% en peso y un tamaño medio de partícula de 12 nm. Se utilizaron GNPs con una superficie específica de 500 m²/g.

2.3.- Métodos experimentales

En la producción de todas las pastas se siguió el mismo procedimiento, y se respetó la misma duración para cada una de las operaciones. En primer lugar, para cada pasta se premezcló el aditivo, la NS, y las GNPs junto con el agua en sus cantidades correspondientes. La mitad de esta preparación se vertía en la amasadora, programable y con una capacidad de 4.5 l, junto con el cemento, mezclando a 140 rpm durante 150 segundos. Transcurrido este tiempo, se detenía la amasadora durante 30 segundos para recuperar el material adherido con una espátula. Después se añadía la cantidad restante de la preparación, para continuar amasando a 140 rpm durante 60 segundos. A continuación se aumentaba la velocidad de la amasadora a 285 rpm, manteniéndose durante 120 segundos, para finalizar con 60 segundos a 140 rpm antes de considerarse finalizada la amasada.

Para medir la fluidez se empleó el cono de Marsh, de dimensiones conformes con la norma EN 445:2007. Las superficies interiores del cono se premojaban para minimizar la fricción con la pasta durante el ensayo, que se realizaba inmediatamente después del amasado, llenando el cono con 900 ml de pasta y midiendo el tiempo que tardaba en salir del cono un volumen de 700 ml. La mesa de sacudidas, conforme a la norma EN 1015-3, también se premojaba previamente, y el ensayo se llevaba a cabo inmediatamente después del ensayo de fluidez. El molde se rellenaba hasta aproximadamente la mitad, aplicando una compactación de 10 golpes antes de terminarlo de rellenar y aplicar la misma compactación, tras lo cual se levantaba el molde y se aplicaban 15 sacudidas. El escurrimiento se midió en dos direcciones perpendiculares, determinándose el valor promedio.

Para los ensayos de compresión, con cada una de las pastas se fabricaron tres probetas cúbicas de 50 mm de lado. Después de llenar los moldes, se vibraban durante 15 segundos y se almacenaban cubiertos con plástico durante 24 h. Tras ser desmoldadas, las probetas se conservaban inmersas en agua a temperatura constante hasta la edad de 21 días, cuando se las pesaba y se ensayaban a compresión simple de acuerdo con la norma EN 12390-3.

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

Los resultados experimentales se presentan en la Tabla 1. La metodología de análisis se basó en la regresión lineal múltiple, obteniéndose ecuaciones predictivas para cada uno de los parámetros medidos en función de las dosis de NS, GNPs y aditivo superplastificante. Dichas ecuaciones se simplificaron mediante regresión stepwise hasta incluir únicamente términos estadísticamente significativos. Para la interpretación y discusión de los

resultados, se ha recurrido a la representación gráfica de estas ecuaciones, o superficies de respuesta.

3.1.- Comportamiento en fresco: fluidez y escurrimiento

Para el análisis de la fluidez medida con el cono de Marsh, no se consideró directamente el tiempo de flujo, t (segundos), sino su inversa, $1/t$ para poder realizar el análisis cuantitativo sin descartar los casos donde la pasta era demasiado espesa como para fluir ($1/t = 0$). Tras el análisis de regresión, se obtuvo la siguiente ecuación ($R^2 = 0.92$), donde A, G, y S son las dosis de aditivo, GNP y NS respectivamente, en porcentaje sobre el peso de cemento:

$$\frac{1000}{t} = 67.8 + 77A - 220G + 61G^2 + 163AG - 14AS^2 + 4GS^2 - 58AG^2 \quad (1)$$

En la Figura 1 se muestran las superficies de respuesta correspondientes a contenidos en grafeno del 0.5%, 1.5% y 2.5%, en función de las dosificaciones de aditivo y de nanosílice. Con contenidos en grafeno por debajo del 0.5%, la adición de nanosílice no perjudica seriamente la fluidez de las pastas siempre que su contenido no supere el 2%, y las dosis necesarias de aditivo son relativamente bajas. Por el contrario, un mayor contenido en grafeno hace necesario reducir el contenido en nanosílice al 1.5% o incluso al 1% para conseguir un buen nivel de fluidez, precisándose dosis de aditivo más altas. Con un contenido en grafeno del 1.5%, la dosis mínima de aditivo para mantener el tiempo de flujo t por debajo de los 50 segundos es 0.75% en ausencia de nanosílice, o 0.85% con un 2% de nanosílice. Si el contenido en grafeno es del 2.5%, la dosis mínima de aditivo aumenta llegando al 1% o 1.1% (sin nanosílice o con un 2% de nanosílice, respectivamente).

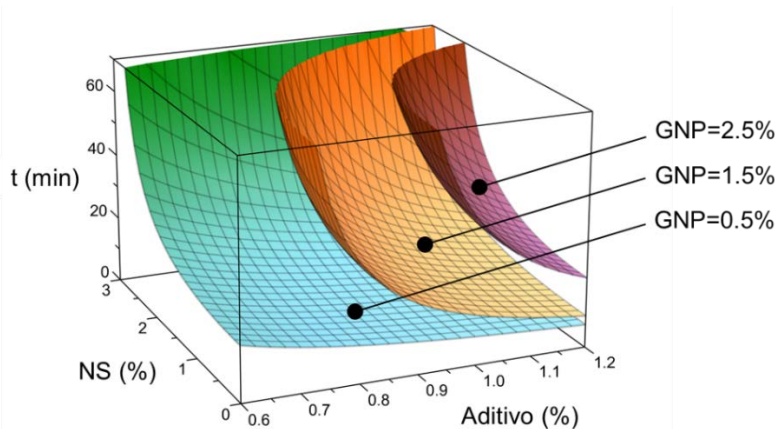


Figura 1. Tiempos de flujo en el cono de Marsh en función de la dosis de nanosílice y aditivo, para distintos contenidos de grafeno.

Sin embargo, las consideraciones derivadas de la ecuación (1) y la Figura 1 no son suficientes para la interpretación de aquellos casos en los que una elevada viscosidad hace que la pasta no fluya a través del cono de Marsh. En este sentido, los resultados de

escurrimiento obtenidos mediante la mesa de sacudidas complementan el análisis. Para proceder a su interpretación, no se consideraron directamente los valores de escurrimiento, D (mm), sino su inversa, $1/D$ (mm^{-1}), para poder definir cuantitativamente aquellos casos con excesivo escurrimiento ($1/D = 0$). Se obtuvo la siguiente ecuación ($R^2 = 0.94$):

$$\frac{10000}{D} = -2.5 + 81G + 5.3S^2 - 20.3G^2 - 65AG - 1.5GS^2 + 20.7AG^2 \quad (2)$$

Las superficies de respuesta para el escurrimiento se muestran en la Figura 2. Para contenidos en grafeno por debajo del 0.5%, la variación de la dosis de aditivo no provoca grandes cambios en los valores de escurrimiento, que son relativamente altos siempre que el contenido en nanosílice no supere el 2%. Sin embargo, la adición de nanosílice al 2% o más reduce considerablemente los niveles esperables de escurrimiento, lo cual es consistente con las observaciones hechas en relación con el tiempo de flujo. Sin embargo, cuando se aumenta el contenido de grafeno al 2.5%, la dosis de aditivo cobra una mayor importancia. Si la dosis de aditivo es baja, la variación de la cantidad de nanosílice dentro de los límites considerados apenas modifica los valores de escurrimiento, que se mantienen considerablemente bajos.

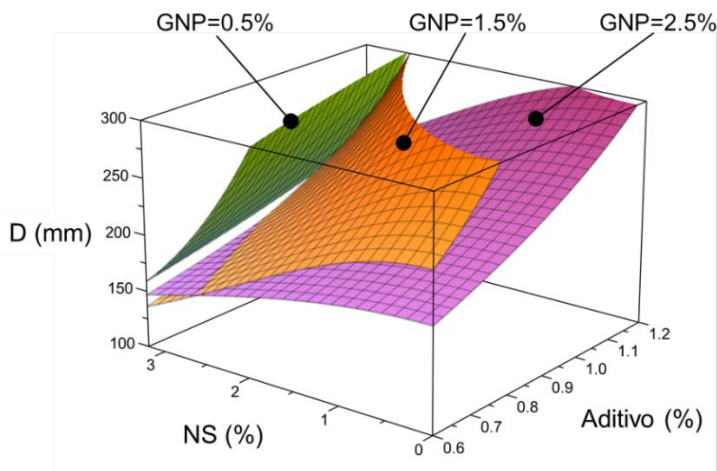


Figura 2. Escurrimiento en función de la dosis de nanosílice y aditivo, para distintos contenidos de grafeno.

Por el contrario, aumentando la dosis de aditivo se obtienen valores de escurrimiento más elevados, incluso con contenidos altos de nanosílice. Si se asume $D = 250$ mm como valor representativo de las pastas con un buen nivel de escurrimiento, para cada contenido en grafeno se puede estimar la dosis necesaria de aditivo en función del contenido en nanosílice. Así, si el contenido en grafeno es del 2.5%, se precisaría una dosis de aditivo del 1% en ausencia de nanosílice, subiendo al 1.1% o 1.4% si el contenido en nanosílice es del 1.5% o 3% respectivamente. Dicha tendencia (a mayor dosis de aditivo, mayor escurrimiento) es más pronunciada para valores intermedios del contenido en grafeno. Para

un contenido en grafeno del 1.5%, la dosis de aditivo necesaria es del 0.6% en ausencia de nanosílice, y del 0.8% o 1.2% si el contenido en nanosílice es del 1.5% o 3% respectivamente.

3.2.- Peso específico

Para los resultados de peso específico de las pastas endurecidas ρ (kg/m^3) se obtuvo la siguiente ecuación ($R^2 = 0.92$):

$$\rho = 2124.7 - 157S + 35S^2 + 90SG - 56AG - 15SG^2 + 15AG^2 - 12GS^2 \quad (3)$$

En la Figura 3 se representan tres superficies de respuesta para el peso específico en función de las dosificaciones de aditivo y nanosílice, para contenidos en grafeno del 0.5%, 1.5% y 2.5%. Para contenidos bajos en grafeno, se observa una tendencia cuadrática con respecto a la dosificación de nanosílice. Si se descarta la adición de nanosílice en niveles superiores al 2% por la reducida trabajabilidad, los valores de peso específico indican que el aumento del contenido en nanosílice provoca una reducción de la compacidad de la pasta endurecida, algo que incidiría negativamente en la durabilidad de los hormigones basados en este ligante. Sin embargo, el incremento del contenido en grafeno se observa beneficioso en tanto que modera dicha tendencia, e incluso prácticamente la anula si se dosifica al 2.5%. Por lo tanto, estos resultados confirman que la adición de grafeno en combinación con la nanosílice mejora la compatibilidad entre cemento, nanosílice y aditivo.

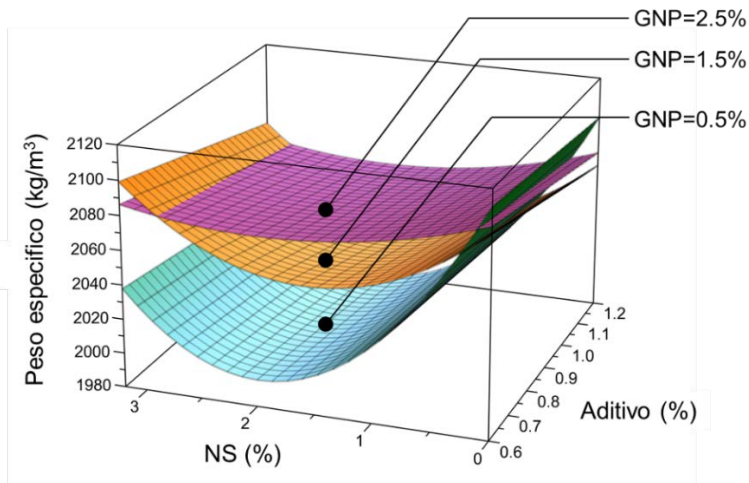


Figura 3. Peso específico en función de la dosis de nanosílice y aditivo, para distintos contenidos de grafeno.

3.3.- Resistencia a compresión

Para los valores de resistencia a compresión, f_c (MPa), se obtuvo ($R^2 = 0.98$):

$$f_c = 37.1 + 53G - 16G^2 + 2S^2 + 11AS - 6SG + 1.3SG^2 + 1.5AG^2 - 4AS^2 \quad (4)$$

La Figura 4 muestra las superficies de respuesta para la resistencia a compresión en función de los contenidos en nanosilíce y grafeno, considerando el aditivo dosificado al 0.6% y al 1.2%. Se observa que la variación de la dosis de aditivo dentro de los límites recomendados por el fabricante no tiene un efecto directo notable en la resistencia a compresión, y que la cantidad de nanosilíce tiene una influencia moderada. Sin embargo, la adición de grafeno modifica enormemente la resistencia a compresión, y su contenido óptimo se sitúa en el 1.7%. El contenido óptimo de grafeno no varía sustancialmente con el contenido en nanosilíce ni con la dosis de superplastificante, manteniéndose entre 1.65% y 1.73%. En estas cantidades, la adición de grafeno aumenta la resistencia a compresión de 37 MPa a 85 MPa, lo que representa un incremento del 129%.

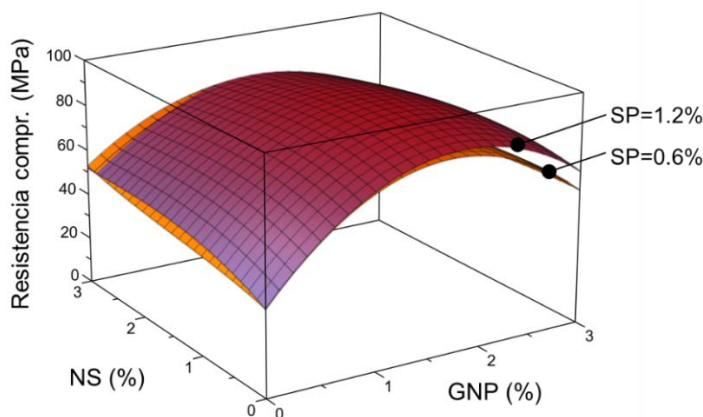


Figura 4. Resistencia a compresión en función de la dosis de nanosilíce y grafeno.

4.- CONCLUSIONES

Este estudio se ha basado en los resultados experimentales obtenidos a partir de una serie de pastas de cemento con distintos contenidos en nanosilíce, nanopletinas de grafeno y superplastificante. Su comportamiento en fresco se analizó mediante los ensayos del cono de Marsh y la mesa de sacudidas, y en estado endurecido, a través de su peso específico y la resistencia a compresión a 28 días. Las principales conclusiones son:

- Se han detectado fuertes interacciones entre los contenidos en NS y GNPs y entre éstos y la dosis de superplastificante, en todas las propiedades analizadas.
- El nivel de fluidez no se ve perjudicado por la adición de nanosilíce en dosis no superiores al 2% cuando el contenido en grafeno es inferior al 0,5%, y las dosis de aditivo necesarias para mantener una buena fluidez son relativamente bajas.

- La adición de grafeno por encima del 1% hace necesario reducir el contenido en nanosílice por debajo del 1.5% para conseguir una buena fluidez, precisándose dosis de aditivo un poco más elevadas.
- Para el análisis de aquellos casos en los que una elevada viscosidad impide que la pasta fluya a través del cono de Marsh, se recurrió a los resultados de escurrimiento en mesa de sacudidas. Para conseguir un nivel de escurrimiento adecuado, la dosis necesaria de aditivo aumenta con los contenidos en nanosílice y grafeno, especialmente para contenidos en grafeno por encima del 2.5%.
- El análisis del peso específico ha confirmado que la adición de grafeno tiene un efecto beneficioso sobre la dispersión de las partículas de nanosílice, mejorando la compacidad de la pasta endurecida. Este hallazgo confirma que la compatibilidad entre nanosílice y cemento mejora con la introducción del grafeno.
- La adición de grafeno aumenta sustancialmente la resistencia a compresión. Su contenido óptimo se sitúa en torno al 1.7% y no depende del contenido en nanosílice o la dosis de aditivo, y la resistencia a compresión puede aumentar hasta un 129%.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su gratitud a las empresas BASF y AkzoNobel por la provisión de los materiales necesarios para este estudio, así como al personal técnico de los laboratorios de materiales y estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Leeds por su asistencia y cooperación.

REFERENCIAS

- [1] F. Sanchez and K. Sobolev, “Nanotechnology in concrete - A review,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, no. 11, pp. 2060–2071, 2010.
- [2] R. Sengupta, M. Bhattacharya, S. Bandyopadhyay, and A. K. Bhowmick, “A review on the mechanical and electrical properties of graphite and modified graphite reinforced polymer composites,” *Prog. Polym. Sci.*, vol. 36, no. 5, pp. 638–670, May 2011.
- [3] T. Tong, Z. Fan, Q. Liu, S. Wang, S. Tan, and Q. Yu, “Investigation of the effects of graphene and graphene oxide nanoplatelets on the micro- and macro-properties of cementitious materials,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 106, pp. 102–114, Mar. 2016.
- [4] P. J. M. Bartos, “Nanotechnology in Construction: a Roadmap for Development,” in *Nanotechnology of Concrete: Recent Developments and Future Perspective*, 2009, pp. 1–14.
- [5] E. Garcia-Taengua, M. Sonebi, K. M. A. Hossain, M. Lachemi, and J. Khatib, “Effects of the addition of nanosilica on the rheology, hydration and development of the compressive strength of cement mortars,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 81, pp. 120–129, 2015.

- [6] P. Hou, S. Kawashima, D. Kong, D. J. Corr, J. Qian, and S. P. Shah, “Modification effects of colloidal nanoSiO₂ on cement hydration and its gel property,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 45, no. 1, pp. 440–448, Feb. 2013.
- [7] B. Lothenbach, K. Scrivener, and R. D. Hooton, “Supplementary cementitious materials,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 12, pp. 1244–1256, Dec. 2011.
- [8] E. Horszczaruk, E. Mijowska, K. Cendrowski, S. Mijowska, and P. Sikora, “Effect of incorporation route on dispersion of mesoporous silica nanospheres in cement mortar,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 418–421, 2014.
- [9] G. Quercia, G. Hüsken, and H. J. H. Brouwers, “Water demand of amorphous nano silica and its impact on the workability of cement paste,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 42, no. 2, pp. 344–357, 2012.
- [10] B. Z. Jang and A. Zhamu, “Processing of nanographene platelets (NGPs) and NGP nanocomposites: A review,” *J. Mater. Sci.*, vol. 43, no. 15, pp. 5092–5101, 2008.
- [11] X. Cui *et al.*, “Mechanical, thermal and electromagnetic properties of nanographite platelets modified cementitious composites,” *Compos. Part A Appl. Sci. Manuf.*, vol. 93, pp. 49–58, 2017.
- [12] S. Sun *et al.*, “Nano graphite platelets-enabled piezoresistive cementitious composites for structural health monitoring,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 136, pp. 314–328, 2017.
- [13] B. Han, S. Sun, S. Ding, L. Zhang, X. Yu, and J. Ou, “Review of nanocarbon-engineered multifunctional cementitious composites,” *Compos. Part A Appl. Sci. Manuf.*, vol. 70, pp. 69–81, Mar. 2015.
- [14] H. Shao, B. Chen, B. Li, S. Tang, and Z. Li, “Influence of dispersants on the properties of CNTs reinforced cement-based materials,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 131, pp. 186–194, 2017.
- [15] X. Li *et al.*, “Incorporation of graphene oxide and silica fume into cement paste: A study of dispersion and compressive strength,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 123, pp. 327–335, 2016.
- [16] Y. Shang, D. Zhang, C. Yang, Y. Liu, and Y. Liu, “Effect of graphene oxide on the rheological properties of cement pastes,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 96, pp. 20–28, 2015.

Influencia de la naturaleza y granulometría de los áridos en el comportamiento reológico de morteros de cementos activados alcalinamente

Gismera S.⁽¹⁾, Alonso M.M.⁽¹⁾ y Puertas F.⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), Madrid, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6002>

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es profundizar en el conocimiento del comportamiento reológico de morteros de cementos activados alcalinamente (*Alkali-Activated Materials*, AAMs), determinando el efecto del diámetro máximo del árido y su naturaleza (silíceo, calizo y árido reciclado). Morteros de OPC se utilizan de referencia. Se realizaron ensayos de fluidez y de *Stress Growth Test*; también se determinaron los parámetros reológicos por el ensayo de curva de flujo. Los morteros de AAMs son más sensible que los de OPC a la variación del diámetro máximo de los áridos; aunque no se han observado diferentes comportamientos asociados a la naturaleza del mismo. Se ha demostrado que todos los morteros se ajustan al modelo reológico de Bingham, independientemente del diámetro máximo de los áridos y de la naturaleza de los mismos.

PALABRAS CLAVE: comportamiento reológico, diámetro máximo de árido, morteros, geopolímeros, áridos reciclados.

1.- INTRODUCCIÓN

Son muchos los estudios realizados sobre los factores que afectan a la reología y trabajabilidad de los morteros de cemento portland (OPC), entre ellos destacan: el contenido de agua, la relación árido/ligante, el tamaño, la forma y naturaleza del árido, la adición de aditivos, etc. Banfill [1] observó que al aumentar el contenido de agua, manteniendo constantes las proporciones de los otros constituyentes, disminuía el esfuerzo umbral de cizalla y la viscosidad. Por otra parte, la disminución del tamaño máximo del árido requiere aumentar el contenido de agua en la mezcla, y además, el aumento de la finura del árido, generalmente, conduce a incrementos en esfuerzo umbral de cizalla y en la viscosidad [2-4]. Los morteros con árido triturado presentan un mayor esfuerzo umbral de cizalla y una mayor viscosidad plástica que los morteros con áridos con morfologías redondeadas [4]. La reutilización de árido procedente de residuos de construcción supone un paso más para la eco-eficiencia y su influencia en el comportamiento mecánico y

reológico en morteros ha sido estudiado por diferentes autores [5-7], demostrando que tiene un efecto negativo en las resistencias mecánicas aunque se sigue manteniendo un comportamiento reológico ajustado a Bingham.

Por el contrario, es muy escasa la investigación relativa al comportamiento reológico de morteros de cementos activados alcalinamente (*Alkali-Activated Materials*, AAMs) o geopolímeros. En trabajos previos se ha determinado que la naturaleza y la concentración del activador alcalino modifican el comportamiento reológico de pastas y morteros de escorias activadas alcalinamente (*Alkali-Activated Slag*, AAS) y cenizas volantes activadas alcalinamente (*Alkali-Activated Fly Ash*, AAFA) [8-10]. Recientemente, se ha demostrado que la trabajabilidad de los morteros AAMs es más sensible a los cambios en la relación líquido/sólido que los morteros de OPC [11].

El objetivo de este trabajo es profundizar en el conocimiento del comportamiento reológico de morteros de cementos activados alcalinamente (*Alkali-Activated Materials*, AAMs), determinando el efecto del diámetro máximo del árido y su naturaleza (silíceo, calizo y árido reciclado).

2.- EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales

En la Tabla 1 se muestra la composición química de los materiales utilizados en este estudio. La escoria vítrea de alto horno (BFS) tiene un elevado contenido en fase vítrea (99% en peso), mientras que el contenido en fase vítrea de la ceniza volante (FA) constituye el 87,75 % de la muestra. La composición mineralógica cuantitativa de los áridos determinada por DRX a través del análisis por Rietveld, muestra que el árido silíceo contiene un 98,3% de cuarzo y 1,7% de microclina. El árido calizo presenta un 100% de dolomita mientras que el árido reciclado está compuesto por 79,9% de dolomita, 16,1% de calcita, 2,7% de cuarzo y 1,3% de moscovita.

Tabla 1. Composición química (wt%) de la escoria (BFS), ceniza volante (FA), cemento (OPC), árido silíceo (S), árido calizo (C) y árido reciclado (R).

wt%	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	P.F.
OPC	21,69	5,88	2,55	0,03	1,56	59,01	4,15	0,79	1,24	0,13	0,12	2,75
BFS	38,73	11,23	1,09	0,27	8,57	38,56	1,02	0,56	0,47	0,40	0,06	-1,00
FA	44,65	24,50	6,85	0,09	1,88	3,88	1,73	0,75	3,10	1,04	0,49	10,72
S	96,80	1,51	0,43	-	-	0,10	-	-	0,55	-	-	0,61
C	0,49	-	0,09	0,01	22,50	30,93	0,02	-	-	-	-	45,96
R	6,10	1,70	0,70	-	16,70	31,10	0,70	-	0,30	0,09	-	42,60

La superficie específica Blaine y la distribución de tamaños de partícula del 10, 50 y 90% (en volumen) de los conglomerantes se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Distribución de tamaño de partícula y finura Blaine del cemento (OPC), escoria (BFS) y ceniza volante (FA).

	<i>d10(10% de la muestra con tamaño inferior, μm)</i>	<i>d50(50% de la muestra con tamaño inferior, μm)</i>	<i>d90(90% de la muestra con tamaño inferior, μm)</i>	<i>Blaine (m^2/Kg)</i>
OPC	1,71	10,91	33,62	420
BFS	1,60	10,42	29,81	346
FA	1,53	8,38	35,34	422

Se prepararon morteros con diferente diámetro máximo de árido (Dmax 2 mm, Dmax 1 mm y Dmax 0,5 mm) partiendo del árido silíceo de referencia. Para estudiar el efecto de la naturaleza del árido en el comportamiento reológico de morteros AAMs se prepararon morteros con áridos de diferente naturaleza (silíceo, calizo y árido reciclado) pero con la misma granulometría (Dmax 2 mm). La distribución del tamaño de partícula de los áridos mediante tamizado diferencial se muestra en la Tabla 3. De acuerdo a la norma europea EN 1097-6: 2001/A1:2006 se determinaron los valores de humedad, adsorción de agua y densidad de los áridos empleados en la preparación de los morteros obteniéndose los valores que se muestran en la Tabla 4.

Tabla 3. Distribución del tamaño de partícula del árido silíceo (S), calizo (C) y reciclado (R).

Tamiz (mm)	Masa retenida (%)				
	S		C		
	<i>Dmax 2mm</i>	<i>Dmax 1mm</i>	<i>Dmax 0.5mm</i>	<i>Dmax 2mm</i>	<i>Dmax 2mm</i>
1	33,47	-	-	33,47	33,47
0,5	32,64	49,14	-	32,64	32,64
0,212	13,17	19,79	38,86	13,17	13,17
0,125	15,48	23,27	45,68	15,48	15,48
0,063	4,27	6,40	12,66	4,27	4,27
0,045	0,97	1,40	2,80	0,97	0,97

2.2.- Preparación de los morteros

Se elaboraron morteros con una relación árido/ligante 2:1 según la norma EN-196-1. Los morteros de cemento Portland (OPC) se prepararon con agua desionizada, mientras que los morteros de AAMs se prepararon a partir de la activación alcalina de la escoria vítrea de horno alto y de la ceniza volante. La disolución empleada para la activación de los morteros de escorias (AASWG) fue una disolución de silicato sódico hidratado (waterglass) con un contenido del 4 %wt Na_2O y una relación $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ de 1,5. Para la activación de las cenizas volantes (AAFA10M) se utilizó una disolución de NaOH de concentración 10 M. Las características químicas y físicas de las disoluciones utilizadas se corresponden con

las observadas en trabajos previos [11], siendo las densidades de las disoluciones activadoras de las escorias y de las cenizas 1,27 y 1,35 g/cm³, respectivamente.

Tabla 4. Humedad, absorción de agua y densidad de las fracciones de áridos utilizados.

<i>Árido</i>	<i>Fracción granulométrica ensayada (mm)</i>	<i>Humedad (%)</i>	<i>Absorción de agua (%)</i>	<i>Densidad (g/ml)</i>
	2/0,045	0,07	0,08	2,64
S	1/0,045	0,07	0,08	2,63
	0,5/0,045	0,07	0,09	2,59
C	2/0,045	0,02	0,13	2,87
R	2/0,045	0,05	4,81	2,71

2.3.- Ensayos realizados

2.3.1.- Determinación de la relación líquido/sólido de los morteros

A través de la norma EN 1015-3 [12] se determina la relación líquido/sólido (L/S) necesaria para que cada uno de los morteros ensayados presenten una consistencia plástica (diámetro de la torta entre 140-200 mm) conforme a la norma EN-1015-6 [13].

2.3.2.- Stress Growth Test (SGT)

Se ha utilizado un reómetro de morteros VISKOMAT NT con un rotor de aspas. El test consiste en someter a los morteros a una velocidad de giro de 1,5 rpm (0,025 rev/s) para determinar el esfuerzo umbral de cizalla estático ($\tau_{\text{estático}}$) del material, es decir, la energía mínima que hay que aplicar para que el material empiece a fluir [11].

2.3.3.- Determinación de los parámetros reológicos: esfuerzo umbral de cizalla dinámico y la viscosidad plástica.

Los mismos morteros ensayados mediante SGT se sometieron cuatro minutos después al ensayo de curva de flujo (FCT) en mismo reómetro Viskomat NT. El test consiste en aplicar a una precizalla de 30 rpm (0,5 rev/s) mantenido durante 25 segundos, seguido de una bajada de velocidad en escalones con un descenso de 4,5 rpm por escalón durante 10 segundos [11]. En cada escalón se toma un valor medio del torque frente a velocidad de giro y se ajusta al modelo reológico correspondiente, determinándose los valores que pueden relacionarse con el esfuerzo umbral de cizalla dinámico ($\tau_{\text{dinámico}}$) y la viscosidad plástica.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Efecto del diámetro máximo de los áridos en la demanda de líquido y el comportamiento reológico de los morteros de OPC y AAMs

En la Tabla 5 se muestran los valores del diámetro de la torta o *slump* obtenidos para los morteros de OPC, AASWG y AAFA10M con los diferentes diámetros máximos de árido y la relación L/S necesaria para que todos los morteros presenten consistencia plástica (150 ± 10 mm). El análisis de dicha tabla muestra que cuánto menor es el diámetro máximo del árido utilizado, mayor es la cantidad de líquido que se necesita para obtener una consistencia plástica y por tanto, mayor es la relación L/S. Este efecto también fue observado por Celik y Marar [14] y se atribuye al aumento de la superficie específica del árido. Los morteros de OPC demandan la menor relación L/S, independientemente de diámetro máximo de partícula utilizado, comparado con los morteros de AAMs. Además, al disminuir el diámetro máximo de partícula del árido de 2 mm a 0,5 mm el incremento de la relación L/S es de 10,3 % mientras que para los morteros de AASWG y de AAFA10M este incremento es de 13,8 y 15,5 %, respectivamente. Estos resultados parecen mostrar que los morteros de AAMs son más sensibles a la variación del tamaño del árido que los morteros de OPC. Alonso et al. [11] concluyeron que la trabajabilidad de los morteros de AAS y AAFA es más sensible que los morteros OPC a los cambios en la relación L/S y la cantidad de árido. Los morteros AAFA10M demandan más líquido para alcanzar la consistencia plástica debido a la alta superficie específica de la ceniza volante (ver Tabla 2) y a la elevada viscosidad de la disolución activadora empleada, siendo esta $11 \cdot 10^3$ Pa.s. [15].

En la Fig. 1 a) b) y c) se han representado los valores de torque obtenidos en el ensayo de curva de flujo (FCT) para los morteros con árido silíceo con diferente diámetro máximo de árido. El análisis de los resultados obtenidos permite confirmar que el comportamiento reológico de todos los morteros ensayados (tanto los de los OPC como los de AAMs) se ajustan al modelo de Bingham (Ec. 1), independientemente del diámetro máximo de partícula del árido.

$$T = g + hN \quad T = \text{Torque (N.mm)} \quad (\text{Ec. 1})$$

$g =$ variable asociada con esfuerzo umbral de cizalla dinámico ($\tau_{\text{dinámico}}$) (N.mm)
 $h =$ variable asociada con la viscosidad plastic (N.mm.min)

Tabla 5. Valores de la relación L/S y *slump* para los morteros 2:1 de OPC, AASWG y AAFA10M con árido silíceo de diferente diámetro máximo de árido.

<i>D</i> _{max} (mm)	OPC		AASWG		AAFA10M	
	L/S	<i>Slump</i> (mm)	L/S	<i>Slump</i> (mm)	L/S	<i>Slump</i> (mm)
2	0,52	150	0,56	151	0,60	151
1	0,53	152	0,57	155	0,62	149
0,5	0,58	150	0,65	157	0,71	151

En la Tabla 6 se muestran los valores del esfuerzo umbral de cizalla estático ($\tau_{\text{estático}}$), esfuerzo umbral de cizalla dinámico ($\tau_{\text{dinámico}}$) y la viscosidad plástica (h) obtenidos tras los ensayos realizados sobre los morteros con diferente tamaño de partícula del árido silíceo. En primer lugar hay que señalar que los morteros de OPC siempre presentan un mayor valor de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$ que los morteros activados alcalinamente; es decir, los morteros AAMs exhiben menor resistencia a fluir que los morteros OPC. Estos resultados ya habían sido observados por los autores en estudios previos [11]. Además, al disminuir el diámetro máximo del árido, en todos los casos, aumenta tanto el valor de $\tau_{\text{estático}}$ como el valor de $\tau_{\text{dinámico}}$ (Tabla 6). Esto es debido a que, al disminuir el tamaño de los áridos, aumenta el área superficial y aumentan las fricciones entre las partículas [1, 3, 4].

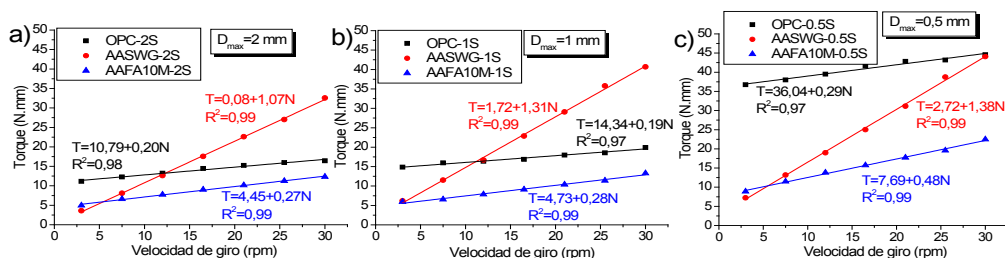


Figura 1. Ensayo de curva de flujo de los morteros de OPC, AASWG y AAFA10M con el ajuste lineal correspondiente ($T = \tau_{\text{dinámico}} + hN$) a) Morteros con D_{max} 2mm b) Morteros con D_{max} 1mm c) Morteros con D_{max} 0.5mm

Tabla 6. Valores de $\tau_{\text{estático}}$, $\tau_{\text{dinámico}}$ y h para los morteros de OPC, AASWG y AAFA10M con árido silíceo de diferente diámetro y naturaleza (Sombreado azul)

Morteros	Árido silíceo			Árido calizo	Árido reciclado	
	2 mm	1 mm	0.5 mm	2 mm	2 mm	
OPC	$\tau_{\text{estático}}$ (N.mm)	13,30	13,55	37,42	15,83	24,93
	$\tau_{\text{dinámico}}$ (N.mm)	10,79	14,34	36,04	12,26	12,39
	h (N.mm.min)	0,20	0,19	0,29	0,20	0,18
AASWG	$\tau_{\text{estático}}$ (N.mm)	3,15	5,57	17,01	6,93	8,40
	$\tau_{\text{dinámico}}$ (N.mm)	0,08	1,72	2,72	0,20	0,89
	h (N.mm.min)	1,07	1,31	1,38	2,29	1,73
AAFA10M	$\tau_{\text{estático}}$ (N.mm)	5,65	6,42	11,47	11,81	14,08
	$\tau_{\text{dinámico}}$ (N.mm)	4,45	4,73	7,69	10,53	10,51
	h (N.mm.min)	0,27	0,28	0,48	0,52	0,32

El análisis de los resultados mostrados en la Tabla 6 indica que los menores valores de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$ se observan en los morteros AASWG, lo cual podría ser debido al efecto fluidificante del waterglass. Sin embargo, también se observa que al disminuir el diámetro máximo de los áridos de D_{max} 2 mm a 0,5 mm, los valores de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$ de estos morteros de AASWG experimentan los mayores porcentajes de incremento; indicando que

son estos morteros los más susceptibles a la modificación de su fluidez, cuando cambia la diámetro máximo de los áridos.

Por el contrario la viscosidad plástica (h) de todos los morteros analizados no se ve especialmente afectada con las variaciones del diámetro de las partículas de árido. Independientemente del tamaño máximo de partícula de árido, los morteros de OPC presenta siempre el menor valor de h , mientras que los morteros AASWG presentan los mayores valor de h , lo que puede deberse a la formación de aglomerados.

3.2.- Efecto de la naturaleza del árido en la reología de morteros de OPC y AAMs

En la Tabla 7 se muestran los valores de L/S obtenidos en cada mortero para alcanzar una consistencia plástica. Los resultados muestran que independientemente si el árido es silíceo o calizo no se observa un cambio importante en la demanda de líquido. Por el contrario cuando se utiliza árido reciclado de hormigón, la relación L/S necesaria para que los morteros presenten consistencia plástica es mucho más elevada, debido a la gran absorción de agua del árido reciclado.

Tabla 7. Valores de la relación L/S y *slump* para los morteros de OPC, AASWG y AAFA10M variando la naturaleza del árido: silíceo (S), calizo (C) y reciclado (R).

Árido	OPC		AASWG		AAFA10M	
	L/S	Slump (mm)	L/S	Slump (mm)	L/S	Slump (mm)
S	0,52	150	0,56	151	0,60	151
C	0,52	148	0,57	155	0,60	148
R	0,75	155	0,76	155	0,81	147

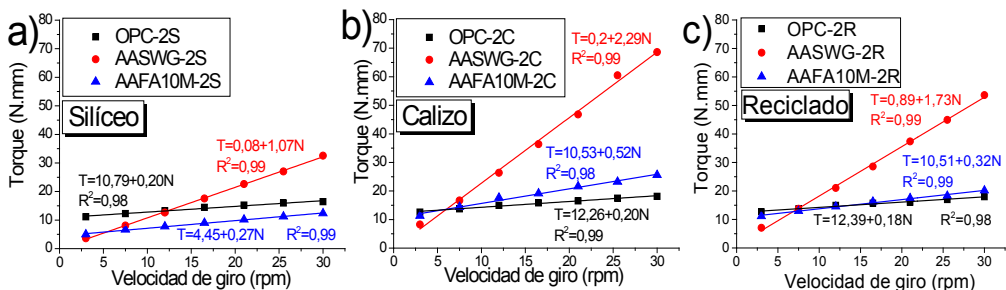


Figura 2. Ensayo de curva de flujo de los morteros de OPC, AASWG y AAFA10M con el ajuste lineal correspondiente ($T = \tau_{\text{dinámico}} + hN$) a) Morteros con árido silíceo b) Morteros con árido calizo c) Morteros con árido reciclado.

En la Fig. 2 a) b) y c) se han representado los valores de torque obtenidos en el ensayo de curva de flujo (FCT) para los morteros con árido silíceo, árido calizo y árido reciclado, respectivamente. El comportamiento reológico de todos los morteros ensayados se ajusta al modelo de Bingham independientemente de la naturaleza del árido.

La Tabla 6 (sombreado azul) muestra los valores del esfuerzo umbral de cizalla estático ($\tau_{\text{estático}}$), esfuerzo umbral de cizalla dinámico ($\tau_{\text{dinámico}}$) y la viscosidad plástica (h) para los morteros con diferente naturaleza del árido, pero con el mismo diámetro máximo de 2 mm. Los morteros con árido calizo presentan los valores $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$, así como la viscosidad plástica mayores que los obtenidos en los morteros con árido silíceo. Esto puede estar asociado a la forma y textura de las partículas de los áridos; en términos generales las partículas de árido calizo son más angulares que las de árido silíceo. En este sentido, Hafid et al. [16], quienes concluyeron que cuánto más esféricas eran las partículas, mayor era su empaquetamiento y menor el esfuerzo umbral de cizalla y viscosidad plástica inducidos. Este efecto se observan tanto en los morteros de OPC como en los de AAMs.

Los morteros con árido reciclado presentan los valores más elevados de $\tau_{\text{estático}}$ de todos los morteros analizados. Esto se manifiesta en todos los morteros de OPC y AAMS, indicando que la presencia de este árido afecta negativamente a la fluidez de los mismos.

4.- CONCLUSIONES

A partir el estudio realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- a) En relación con el diámetro máximo del árido:
 - a. En los morteros de OPC y AAMs, cuánto menor es el diámetro máximo del árido utilizado, mayor es la cantidad de líquido que se necesita para obtener una consistencia plástica y por tanto, mayor es la relación L/S. Los morteros de OPC demandan una menor relación L/S, independientemente de diámetro máximo de partícula utilizado, comparado con los morteros de AAMs; siendo estos más sensibles a la variación del diámetro máximo del árido que los morteros de OPC.
 - b. Los morteros de OPC siempre presentan valores mayores de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$ que los morteros activados alcalinamente; lo que significa que los morteros AAMs exhiben menor resistencia a fluir que los morteros OPC.
 - c. Los morteros de AASWG tienen los menores valores de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$, lo cual podría ser debido al efecto fluidificante del waterglass. Sin embargo, también se observa que al disminuir el diámetro máximo de los áridos de $D_{\text{max}} 2 \text{ mm}$ a $0,5 \text{ mm}$, los valores de $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$ de estos morteros de AASWG experimentan los mayores porcentajes de incremento, indicando que son los más susceptibles a la modificación de su fluidez, cuando cambia la granulometría de los áridos.
- b) En relación con la naturaleza de los áridos:
 - a. En los morteros de OPC y AAMs, independientemente si el árido es silíceo o calizo no se observa un cambio importante en la demanda de líquido. Por el contrario cuando se utiliza árido reciclado de hormigón, la relación L/S necesaria para que los morteros presenten consistencia plástica es mucho más elevada, debido a la gran absorción de agua del árido reciclado.

- b. Los morteros con árido calizo presentan los valores $\tau_{\text{estático}}$ y $\tau_{\text{dinámico}}$, así como la viscosidad plástica mayores que los obtenidos en los morteros con árido silíceo. Este efecto se observan tanto en los morteros de OPC como en los de AAMs. Los morteros con árido reciclado presentan los valores más elevados de $\tau_{\text{estático}}$. Esto se manifiesta en todos los morteros de OPC y AAMS, indicando que la presencia de este árido afecta negativamente a la fluidez de los mismos.

Finalmente, indicar que todos los morteros analizados se ajustan al modelo reológico de Bingham, diámetro máximo de partícula de los áridos y de la naturaleza de los mismos.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio fue financiado por el Ministerio de Economía (MINECO) bajo el Proyecto del plan Nacional BIA2013-47876-C2-1-P. Los autores desean agradecer a A. Gil, F. Morales y P. Rivilla por su ayuda con realización de las pruebas.

REFERENCIAS

- [1] Banfill, P.F.G., 'Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials', *Construct. Build. Mater.* **8** (1994) 43–50.
- [2] Jamkar, S. S. and Rao, C. B. K., 'Index of aggregate particle shape and texture of coarse aggregate as a parameter for concrete mix proportioning', *Cement and Concrete Research.* **34** (11) (2004) 2021-2027.
- [3] Bager, D. H., Mette, R., and Rune, M. J., 'Rheology of self-compacting mortars - Influence of particle grading', *Nordic Concrete Research.* **26** (2004).
- [4] Westerholm, M., Lagerblad, B., and Forssberg, E., 'Rheological properties of micromortars containing fines from manufactured aggregates', *Materials and Structures* **40** (2007) 615–625.
- [5] Lopes Lima, P., Dias Toledo, R., and Gomes, O., 'Influence of Recycled Aggregate on the Rheological Behavior of Cement Mortar', *Key Engineering Materials.* **600** (2014) 297-307.
- [6] Corinaldesi, V., and Moriconi, G., 'Behaviour of cementitious mortars containing different kindsof recycled aggregate', *Construction and Building Materials.* **23** (2009) 289–294.
- [7] Alonso, M.M., Palacios, M., Puertas, F., de la Torre, A.G., and Aranda, M.A.G., 'Effect of polycarboxylate admixture structure on cement paste rheology' *Mater. Construcc.* **57** (225) (2007) 65-81.

Influencia de la naturaleza y granulometría de los áridos en el comportamiento reológico...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [8] Puertas, F., Varga, C., and Alonso, M.M., 'Rheology of alkali-activated slag pastes. Effect of the nature and concentration of the activating solution', *Cement and Concrete Composites*. **53** (2014) 279-288.
- [9] Palacios, M., 'Empleo de aditivos orgánicos en la mejora de las propiedades de cementos y morteros de escoria activada alcalinamente' PhD Tesis UAM Madrid (2006)
- [10] Kashani, A., San Nicolas, R., Qiao, G.G., Van Deventer, J.S.J., and Provis, J.L. 'Modelling the yield stress of ternary cement-slag-fly ash pastes based on particle size distribution Powder', *Technology* **266** (2014) 203-209.
- [11] Alonso, M.M., Gismera, S., Blanco, M.T., Lanzón M., and Puertas, F. 'Alkali-activated mortars: Workability and rheological behaviour' *Construction and Building Materials* **145** (2017) 576-587.
- [12] EN-1015-3: 2000., 'Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table) '
- [13] EN 1015-6:1999/A1:2007, 'Methods of test for mortar for masonry - Part6: Determination of bulk density of fresh mortar'.
- [14] Celik T, Marar K 'Effects of crushed stone dust on some properties of concrete' *Cement and Concrete Research* **26** (7) (1996) 1121-1130
- [15] Varga C., 'Cementos activados alcalinamente. comportamiento reológico y durable en medio ácido', PhD Tesis UNED-Madrid (2015).
- [16] Hafid, H., Ovarlez, G., Toussaint, F., Jezequel, P.H., 'Roussel, N. Effect of particle morphological parameters on sand grains packing properties and rheology of model mortars', *Cement and Concrete Research* **80** (2016) 44-51.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Influencia de las variaciones en los materiales sobre la reología de hormigones autocompactantes reciclados

I. González-Taboada ⁽¹⁾, B. González-Fontebo ⁽¹⁾, F. Martínez-Abella ⁽¹⁾ y G. Rojo-López ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, España

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6361>

RESUMEN

Este trabajo se centra en el análisis de la influencia de las variaciones de materiales sobre el comportamiento reológico de los hormigones autocompactantes fabricados con árido grueso reciclado. Se diseña un hormigón autocompactante patrón y tres reciclados con porcentajes de sustitución del 20%, 50% y 100% en volumen. Asimismo, en cada una de estas mezclas se aplican variaciones en el contenido de agua, superplastificante y cemento para simular los errores que se producen en las plantas de fabricación: $\pm 3\%$ en el agua, $\pm 5\%$ en el superplastificante y $\pm 3\%$ en el cemento. Todos los hormigones se estudian en estado fresco mediante los ensayos reológicos *stress growth test* y *flow curve test*. Mediante reógrafos se evalúan los cambios reológicos que los incrementos o decrementos de agua, superplastificante o cemento pueden ocasionar. Los resultados permiten estudiar a qué variación de material es más sensible un hormigón autocompactante reciclado (HACR) y qué porcentajes de árido reciclado sería más recomendable utilizar para obtener un hormigón robusto.

PALABRAS CLAVE: árido reciclado, hormigón autocompactante, reología, composición.

1.- INTRODUCCIÓN

El hormigón autocompactante (HAC) es una nueva clase de hormigón de altas prestaciones que se puede distribuir fácilmente bajo su propio peso y llenar secciones restringidas, o elementos estructurales congestionados por gran densidad de armadura, sin necesidad de emplear la compactación mecánica y sin sufrir ninguna separación significativa de sus componentes (sin segregación) [1].

Los HACs no requieren exigencias específicas en el proceso de fabricación y amasado respecto al hormigón convencional. Acaso el único inconveniente estriba en que el HAC exige mayor control de sus materias primas, pudiendo verse alterado su comportamiento por pequeñas variaciones en la dosificación [2, 3].

Paralelamente, se define como hormigón reciclado (HR) el hormigón fabricado con árido reciclado o con una mezcla de árido reciclado y árido natural [4]. La mayor parte de los estudios consultados se centran en la sustitución de un porcentaje determinado del árido grueso natural por árido reciclado. El uso de las fracciones finas del árido reciclado empeora sustancialmente las propiedades del hormigón, debido a su mayor absorción y demanda de agua [5, 6].

En general, para el control de la absorción del árido reciclado durante el proceso de amasado se puede optar por dos alternativas: presaturar el árido o añadir una cantidad de agua adicional al hormigón durante el amasado [7]. En la primera, el árido se añade después de sumergirse en agua durante un cierto tiempo. En la segunda, el árido se añade en su estado natural considerando que su absorción se manifestará durante la fabricación del hormigón, razón por la cual se añade a la mezcla el agua que el árido absorbe.

Con el objetivo de avanzar en el diseño de hormigones de altas prestaciones y sostenibles aparece el hormigón autocompactante reciclado (HACR), sobre el que existen todavía pocos trabajos [8], la mayoría centrados básicamente en estudiar sus propiedades mecánicas básicas y en el análisis de los requisitos que deben cumplirse para garantizar un adecuado comportamiento en fresco [9, 10].

En este contexto, el presente trabajo plantea el análisis del comportamiento reológico del HACR observando los cambios que se generan cuando, simulando los errores que se producen en las plantas de fabricación, se varían los contenidos de agua, superplastificante o cemento.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales y hormigones

La pasta de los hormigones se ha fabricado con un cemento CEM-I 52.5 R, un filler calizo como adición y un superplastificante de tercera generación. Los áridos utilizados han sido tres: una arena natural calcárea 0-4 mm, una gravilla granítica 4-11 mm y una gravilla reciclada 4-11 mm obtenida de residuos de construcción y demolición de elementos de hormigón estructural. Se ha observado que en los primeros 10 min absorbe agua hasta el 80% de su capacidad de absorción a las 24 h (Fig. 1).

El conocimiento de las características morfológicas de los áridos es muy importante cuando se estudian las propiedades reológicas del hormigón autocompactante [11]. Por este motivo, se ha estudiado la fracción máxima de empaquetamiento (\emptyset_{\max}) del esqueleto granular de cada hormigón (Fig. 2), resultando bastante similar en todos ellos (Fig. 2).

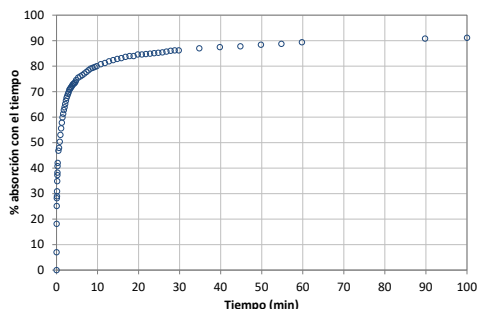


Figura 1. Evolución de la absorción del árido grueso reciclado

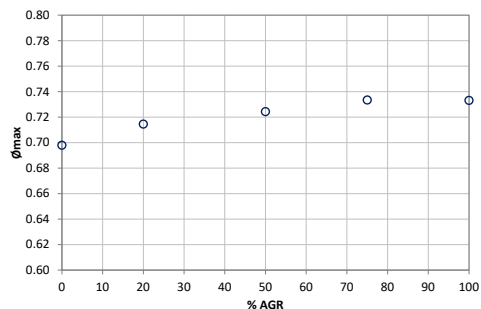


Figura 2. Fracción máxima de empaquetamiento de los diferentes esqueletos granulares

El diseño de los hormigones contempla un hormigón autocompactante de referencia y tres hormigones reciclados de aquel derivados, en los que se sustituye la fracción gruesa natural por el árido reciclado en porcentajes en volumen del 20%, 50% y 100% (Tabla 1). Para tener en cuenta la mayor absorción de la fracción reciclada, durante el amasado se ha añadido una cantidad de agua extra equivalente a su absorción a los 10 min (que supone el 80% de su absorción a las 24 h).

Tabla 1. Dosificación de los hormigones estudiados (1 m³)

Dosificación	0%	20%	50%	100%
Cemento, c (kg)	400.00	400.00	400.00	400.00
Filler, f (kg)	180.00	180.00	180.00	180.00
Agua, a (kg)	184.00	184.00	184.00	184.00
*AFN (kg)	865.59	865.59	865.59	865.59
*AGN (kg)	768.00	614.40	384.00	0.00
*AGR (kg)	0.00	140.40	351.00	702.00
a/c efectiva	0.46	0.46	0.46	0.46
Superplastificante/(c+f) (%)	0.60	0.60	0.60	0.60
a/(c+f)	0.32	0.32	0.32	0.32

* AFN = árido fino reciclado; AGN = árido grueso natural; AGR = árido grueso reciclado

Cada mezcla base (0%, 20%, 50% y 100%) se modificó aumentando o disminuyendo el agua ($\pm A$: -3%, +3%), el superplastificante ($\pm S$: -5%, +5%) y el cemento ($\pm C$: -3%, +3%). Estos porcentajes se seleccionaron por representar las posibles desviaciones en la producción industrial y teniendo en cuenta las tolerancias establecidas por el Eurocódigo.

2.2.- Ensayos realizados

El programa de ensayos ha consistido en la realización de los dos ensayos reológicos habituales: un *stress growth test* y un *flow curve test*. En el primero se aplica una velocidad de rotación baja y constante de 0.025 rps (Fig. 3) hasta alcanzarse el torsor máximo, retirándose seguidamente la pala del reómetro para rehomogeneizar el hormigón. A continuación se introduce nuevamente la pala en el hormigón y se realiza el *flow curve test*. En este segundo ensayo, tras un período de 20 s a una velocidad constante de 0.5 rps (Fig. 4), se miden los torsores a velocidades decrecientes (desde 0.5 a 0.05 rps en siete escalones).

Este procedimiento se realiza a los 15 min desde el contacto agua-cemento. El *stress growth test* permite determinar la tensión de flujo estática y el *flow curve test* la viscosidad plástica.

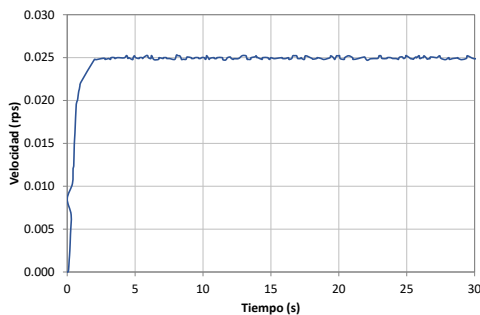


Figura 3. *Stress growth test*

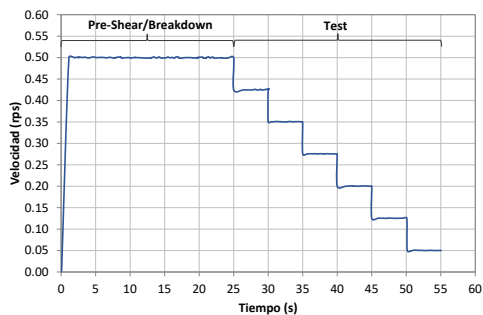


Figura 4. *Flow curve test*

Cada hormigón se fabricó según la secuencia descrita a continuación (Fig. 5). En primer lugar se mezclaron los áridos naturales con el agua extra durante 2 min, dejándose en reposo durante 8 min. A continuación (10 min desde el inicio) se añadió el cemento y el filler. Tras 2.5 min de amasado se añadió el 98.5% del agua, momento que constituye el contacto cemento-agua y considerado por ello el tiempo inicial de referencia para secuenciar los ensayos sobre todos los hormigones. Tras 2 min de amasado se añadieron el superplastificante y el agua restante, continuando el amasado otros 3 min tras los que se dejó el hormigón en reposo durante 2 min. Transcurridos estos se amasó de nuevo durante 2 min más, y a continuación se vertió el hormigón en el recipiente del reómetro quedando en reposo hasta el tiempo de ensayo establecido.

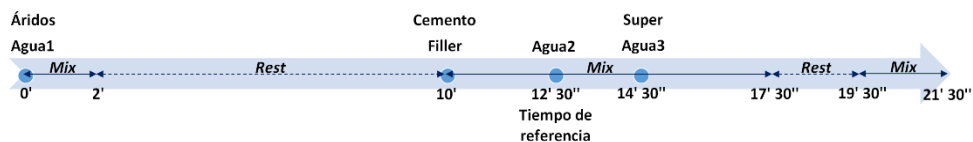


Figura 5. Secuencia de amasado

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este apartado se analiza la influencia que las distintas variaciones en los materiales producen sobre el comportamiento reológico del hormigón autocompactante reciclado. Para ello se construye una serie de reógrafos que incluyen los resultados a los 15 min de las mezclas fabricadas. Un reógrafo es un gráfico que relaciona la tensión de flujo y la viscosidad plástica, e ilustra con claridad el efecto que diversos cambios (propiedades de los materiales, adiciones, etc.) producen en el comportamiento reológico de un hormigón, mortero o pasta de cemento [12].

En primer lugar, respecto a las variaciones de superplastificante (Fig. 6) se observa que su reducción afecta negativamente y en la misma medida a los parámetros reológicos de todos los HACRs (independientemente del porcentaje de árido reciclado).

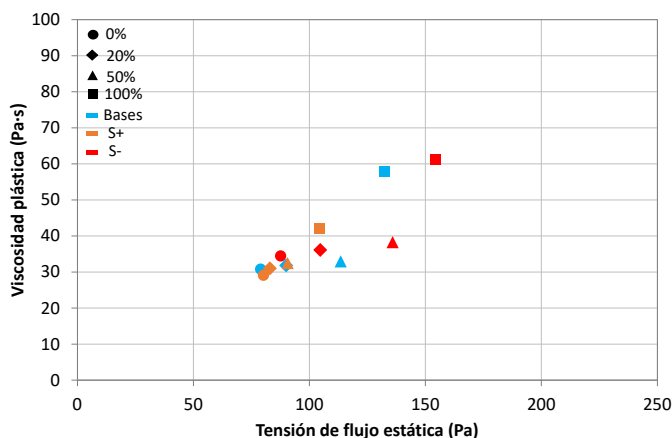


Figura 6. Tensión de flujo estática vs. viscosidad plástica. Variaciones de superplastificante

Contrariamente, incrementar el superplastificante implica mejorar los parámetros reológicos. Cabe destacar en este caso, sin embargo, que al diseñarse el hormigón de referencia con un contenido de superplastificante cercano al punto de saturación, el incremento de superplastificante no afecta en gran medida a las mezclas con un porcentaje de sustitución bajo. Los hormigones con altos porcentajes de árido reciclado (especialmente el 100%), cuya relación a/c efectiva es menor al crecer la absorción no compensada en el amasado, son más sensibles a este incremento ya que su porcentaje de saturación del superplastificante está más alejado del de diseño (Fig. 7).

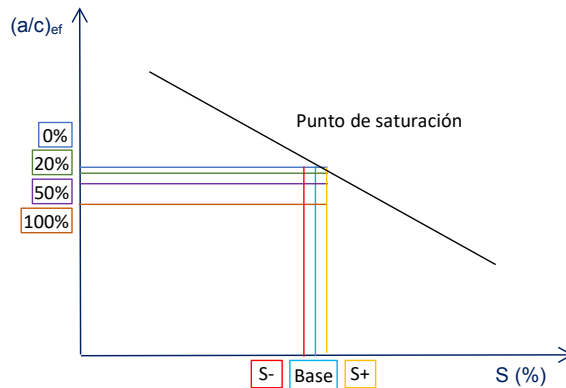


Figura 7. Efecto de las variaciones de superplastificante en el punto de saturación de los HACRs

Cuando se aumenta el cemento (Fig. 8) se observa que disminuye el volumen de pasta, pero crecen tanto la relación a/c efectiva como la relación superplastificante/cemento, empeorando por ello los parámetros reológicos. Al variar el cemento las mezclas con mayores porcentajes de sustitución experimentan mayores cambios en los parámetros reológicos que las mezclas con sustituciones menores. Esto se debe a que los hormigones reciclados presentan una mayor pendiente en las curvas reológicas que los hormigones convencionales [13] (Fig. 9).

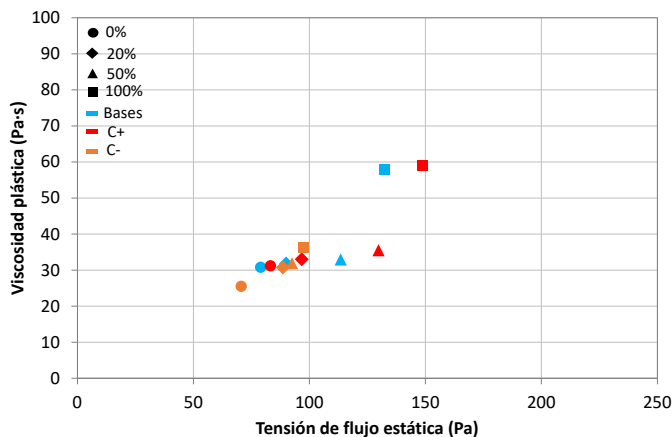


Figura 8. Tensión de flujo estática vs. Viscosidad plástica. Variaciones de cemento

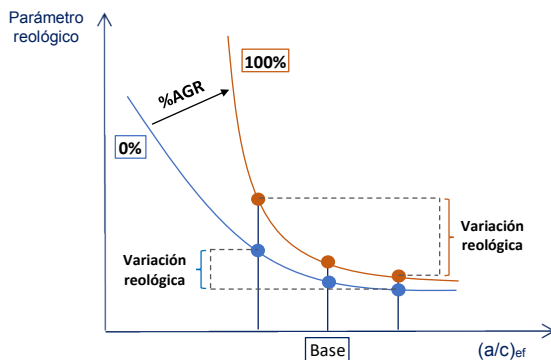


Figura 9. Esquema de curvas reológicas en HAC y HACR

En relación con las variaciones de agua (Fig. 10), su aumento hace crecer la relación a/c efectiva mientras que su disminución la reduce. Este último efecto aumenta los valores de tensión de flujo estática y viscosidad plástica de forma mucho más acusada en los hormigones con el 100% de árido reciclado que en los de 0%, 20% y 50%.

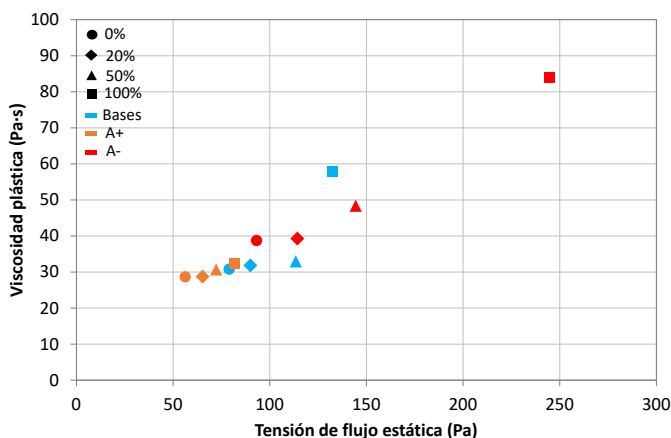


Figura 10. Tensión de flujo estática vs. Viscosidad plástica. Variaciones de agua

De nuevo, los parámetros reológicos cambian más en hormigones reciclados que en hormigones convencionales cuando se varía el agua, ya que aquellos presentan una pendiente más pronunciada en sus curvas reológicas [13] (Fig. 9).

Se comparan finalmente los cambios que producen las diferentes variaciones de materiales (Figs. 11 y 12). Cuando se disminuye el agua, la relación a/c efectiva disminuye y la relación “fracción volumétrica de sólidos/fracción máxima de empaquetamiento” ($\emptyset/\emptyset_{\max}$) aumenta (hay menos volumen de pasta y la fracción volumétrica de sólidos aumenta). Ambos efectos provocan que un incremento del valor de los parámetros reológicos. Sin embargo, cuando se aumenta el cemento disminuyen la relación a/c efectiva y $\emptyset/\emptyset_{\max}$ (hay

más volumen de pasta y la fracción volumétrica de sólidos disminuye). Ambos efectos se contrarrestan haciendo que el valor de los parámetros reológicos disminuya, aunque en menor medida.

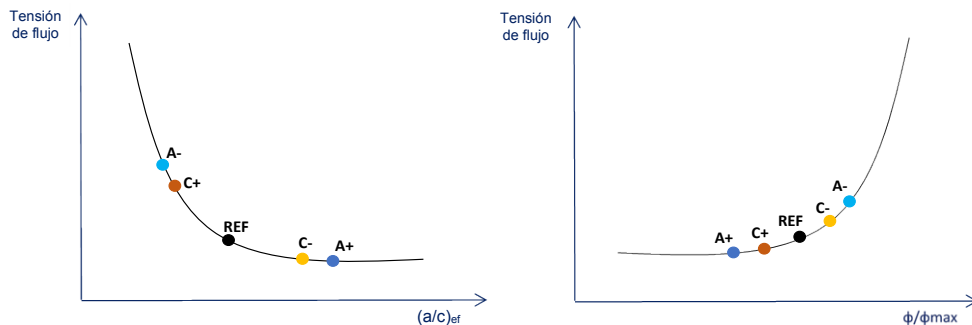


Figura 11. Tensión de flujo vs. $(a/c)_{ef}$. Influencia de las variaciones de materiales **Figura 12.** Tensión de flujo vs. ϕ/ϕ_{max} . Influencia de las variaciones de materiales

Por otro lado, cuando se incrementa el agua la relación a/c efectiva aumenta y ϕ/ϕ_{max} disminuye (hay más volumen de pasta y la fracción volumétrica de sólidos disminuye). Ambos efectos son aditivos y provocan el aumento del valor de los parámetros reológicos. Sin embargo, cuando se reduce la cantidad de cemento aumentan la relación a/c efectiva y ϕ/ϕ_{max} (hay menos volumen de pasta y la fracción volumétrica de sólidos aumenta), contrarrestándose ambos efectos se contrarrestan y provocando, de nuevo, que el valor de los parámetros reológicos aumente de forma menos acusada.

Variar la cantidad de cemento produce una modificación volumétrica menor que la que provoca variar el agua. Este hecho explica que los parámetros reológicos de los hormigones, comparados con los del hormigón de referencia, cambien menos variando el contenido de cemento que haciéndolo con el agua. Por lo tanto, la sensibilidad de un hormigón autocompactante reciclado será menor frente a los cambios en la cantidad de cemento que frente a los del agua.

Las variaciones de superplastificante no implican cambios volumétricos significativos. Sin embargo, el efecto de un superplastificante tiene que ser evaluado teniendo en cuenta su actividad química. En este trabajo se ha observado que la sensibilidad del hormigón autocompactante reciclado a las variaciones del superplastificante resultó similar a la obtenida con las variaciones en el cemento.

4.- CONCLUSIONES

En este trabajo se ha analizado la influencia que las variaciones en la cantidad de los materiales pueden producir en el comportamiento reológico del hormigón autocompactante reciclado (HACR). Se puede concluir que:

- Reducir la cantidad de superplastificante afecta negativamente y en la misma medida a los parámetros reológicos de todos los HACRs (independientemente del porcentaje de árido reciclado) e incrementarlo los mejora. Sin embargo, un hormigón autocompactante con un alto porcentaje de árido reciclado (100%) es más sensible al incremento ya que su porcentaje de saturación del superplastificante está más alejado del de diseño al ser menor su relación a/c efectiva debido a la evolución de la absorción no compensada durante el amasado del árido reciclado,
- Al variar el cemento y el agua, las mezclas con mayores porcentajes de sustitución experimentan mayores cambios en los parámetros reológicos que las mezclas con sustituciones menores. Esto se debe a que la pendiente de las curvas reológicas es mayor en las mezclas recicladas que en las convencionales.
- El HACR es más sensible a cambios en los parámetros de dosificación que el hormigón autocompactante convencional, especialmente cuando se varía el contenido de agua.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio es parte de los proyectos (a) “Investigación industrial sobre Hormigones para un Mercado Sostenible (InHorMeS)” financiado por la Axencia Galega de Innovación (Ref: IN852A 2013/57); y (b) “Hormigones reciclados autocompactantes robustos: reología en estado fresco y propiedades mecánicas (HORREO)” financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad (Ref: BIA2014-58063-R). Además, este trabajo fue posible gracias al apoyo de una beca predoctoral de la Xunta de Galicia (España).

REFERENCIAS

- [1] Okamura, H. and Ouchi, M., 'Self-Compacting Concrete', Journal of Advanced Concrete Technology, **1** (1) (2003) 5-15.
- [2] Nunes, S., Milheiro, P., Coutinho, J. S. and Figueiras, J., 'Robust SCC Mixes through Mix Design', Journal of Materials in Civil Engineering, **25** (2013) 183-193.
- [3] Naji, S., Hwang, S-D. and Khayat, K. H., 'Robustness of Self-Consolidating Concrete Incorporating Different Viscosity-Enhancing Admixtures', ACI Materials Journal, **108** (4) (2011) 432-438.
- [4] Collery, D. J., Paine, K. A. and Dhir, R. K., 'Establishing rational use of recycled aggregates in concrete: a performance-related approach', Magazine of Concrete Research, **67** (11) (2015) 559-574.
- [5] Etxeberria, M., Mari, A. R. and Vázquez, E., 'Recycled aggregate concrete as structural material', Materials and Structures, **40** (5) (2007) 529-541.

Influencia de las variaciones en los materiales sobre la reología de hormigones...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [6] González-Taboada, Iris, González-Fonteboa, Belén, Martínez-Abella, Fernando and Carro-López, Diego, 'Study of recycled concrete aggregate quality and its relationship with recycled concrete compressive strength using database analysis', *Materiales de Construcción*, **66** (323) (2016).
- [7] Ferreira, L., De Brito, J. and Barra, M., 'Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties', *Magazine of Concrete Research*, **63** (8) (2011) 617-627.
- [8] González-Taboada, Iris, González-Fonteboa, Belén, Eiras-López, Javier and Rojo-López, Gemma, 'Tools for the study of self-compacting recycled concrete fresh behaviour: Workability and rheology', *Journal of Cleaner Production*, **156** (2017) 1-18.
- [9] Grdic, Z. J., Toplicic-Curcic, G. A., Despotovic, I. M. and Ristic, N. S., 'Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate', *Construction and Building Materials*, **24** (7) (2010) 1129-1133.
- [10] Pereira-de-Oliveira, L. A., Nepomuceno, M. C. S., Castro-Gomes, J. P. and Vila, M. F. C., 'Permeability properties of self-compacting concrete with coarse recycled aggregates', *Construction and Building Materials*, **51** (2014) 113-120.
- [11] Mahaut, F., Mokéddem, S., Chateau, X., Roussel, N. and Ovarlez, G., 'Effect of coarse particle volume fraction on the yield stress and thixotropy of cementitious materials', *Cement and Concrete Research*, **38** (11) (2008) 1276-1285.
- [12] Wallewick, O. H. and Wallewick, J. E., 'Rheology as a tool in concrete science: The use of rheographs and workability boxes', *Cement and Concrete Research*, **41** (2011) 1279-1288.
- [13] González-Taboada, Iris, 'Self-compacting concrete: basic mechanical properties, rheology, robustness and thixotropy', Doctoral Thesis, University of A Coruña, Spain, 2016.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Influencia de aditivos orgánicos en las propiedades reológicas de pastas de cemento de aluminato de calcio

Marta Roig-Flores ⁽¹⁾, Marta Palacios ⁽¹⁾, María Martínez-Urbano ⁽¹⁾ y María Cruz Alonso ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), Madrid, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.7226>

RESUMEN

El cemento de aluminato de calcio (CAC) es un tipo de cemento utilizado en elementos constructivos que necesitan propiedades refractarias, debido a su resistencia a elevadas temperaturas. Sin embargo, este tipo de cemento presenta diversas dificultades para su puesta en obra debido a su fraguado rápido y la dificultad para obtener trabajabilidades elevadas con relaciones agua/cemento bajas. Este trabajo realiza un análisis de la reología obtenida al utilizar distintas familias de aditivos con CAC, incluyendo superplastificantes basados en policarboxilato, vinílicos, naftalenos o lignosulfonatos, así como aditivos retardadores como ácido cítrico y gluconato. Además, se estudia la influencia de la presencia de cenizas volantes y escorias de alto horno como adiciones minerales. Para ello se ha calculado el esfuerzo de cizalla umbral de pastas con aditivos a partir de los valores de escurrimiento a lo largo del tiempo. Los resultados muestran la elevada compatibilidad de los aditivos tipo lignosulfonato y de los retardadores manteniéndose la fluidez hasta 90 minutos tras el inicio de la hidratación. Finalmente, la adición conjunta de aditivos basados en lignosulfonato y policarboxilato ha permitido obtener una fluidez óptima de los sistemas de CAC.

PALABRAS CLAVE: cemento de aluminato de calcio, superplastificantes, retardadores, reología, esfuerzo de cizalla umbral

1.- INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón generalmente trabajan a temperatura ambiente, pero para ciertas aplicaciones como hormigones refractarios pueden necesitar resistir temperaturas entre 500 y 2000°C. En la construcción de dichos hormigones, se precisa la utilización de cementos específicos, áridos estables a alta temperatura, así como una granulometría adecuada para obtener una estructura densa y resistente en su conjunto. Respecto al diseño de la pasta de cemento para estas aplicaciones, las principales estrategias propuestas en la literatura incluyen el uso de cemento Portland con adiciones y el uso de cemento de aluminato de calcio [1].

Influencia de aditivos orgánicos en las propiedades reológicas de pastas de cemento...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

El cemento Portland (OPC) se hidrata formando como productos principales silicato cálcico hidratado (C-S-H) e hidróxido cálcico (portlandita - CH). Es conocido que el C-S-H y CH se descomponen a temperaturas superiores a 100°C y 400°C, respectivamente [2]. La deshidratación del CH conduce a la formación de óxido de calcio, el cual se rehidrata con facilidad a temperatura ambiente, formando de nuevo portlandita (mayoritariamente), aunque también puede formar nuevo C-S-H. Estas reacciones son de carácter expansivo y producen fisuración y descomposición en la pasta de cemento [1,2]. Los cementos con adiciones generan mayor proporción de geles C-S-H y menos portlandita [3] por lo que reducen dichas reacciones expansivas [1,3].

Debido a las limitaciones del OPC, otra estrategia para conseguir hormigones refractarios es el uso de cemento de aluminato de calcio (CAC). Este cemento tiene como compuestos mayoritarios aluminatos y óxidos de silicio o de hierro, con poco contenido en cal. Los compuestos producidos tras la hidratación son aluminatos cálcicos hidratados (CAH_{10} y C_2AH_8) e hidróxido de aluminio (AH_3). Los dos primeros compuestos son químicamente inestables y sufren una conversión a compuestos más estables C_3AH_6 y AH_3 . Esta conversión se produce a distintas velocidades según la temperatura y humedad ambientes. A temperaturas normales, este proceso puede llevar años, a 40°C puede producirse en días y a 70°C en pocas horas [5]. Este proceso es irreversible y produce una pérdida de resistencia e incremento de porosidad, por lo que para su uso en una construcción las propiedades a considerar en el diseño son las que se obtienen tras este proceso de conversión [1,5]. Respecto a su comportamiento a altas temperaturas, los compuestos CAH_{10} y AH_3 se empiezan a deshidratar a temperaturas de 300°C, y entre 400 y 500°C se encuentran completamente deshidratados. Este proceso no es reversible, y por tanto el CAC tras la deshidratación es más estable que el OPC [1].

A pesar de sus ventajas para aplicaciones refractarias, el uso de CAC en obra se enfrenta a dos dificultades principales [5]: la dificultad de obtener un hormigón trabajable a bajas relaciones agua/cemento (recomendadas para minimizar la conversión) y el fraguado rápido del CAC lo que dificulta su puesta en obra. Además, los superplastificantes más comunes están diseñados para su uso con OPC, por lo que en general no son eficientes en sistemas de cemento CAC, independientemente de la relación carboxilato/éter [6,7]. Otros estudios muestran que, cuanto menos aniónicos son los PCE, más potencia de dispersión tienen con CAC [8], al contrario que con OPC. Dichos aditivos se adsorben sobre la superficie de las partículas de cemento ejerciendo una repulsión de tipo estérico, responsable del incremento de la fluidez. El hormigón fresco se puede considerar una suspensión de alta concentración, por lo que utilizando parámetros físicos de viscosidad y esfuerzo de cizalla se puede cuantificar la fluidez del material [9]. Asimismo, las medidas de escurrimiento se pueden relacionar directamente con el esfuerzo de cizalla umbral [10-12], parámetro para el que se ha propuesto la expresión en la Ecuación (1), ajustada para valores de escurrimiento altos y bajos [10].

$$\tau_0 = \frac{225g\rho V^2}{128\pi^2 R^5 \left(1 + \frac{225}{128\pi} \sqrt{3} V R^{-3}\right)} - \lambda \frac{R^2}{V} \quad (1)$$

Donde τ_0 es el esfuerzo de cizalla umbral, g es la constante gravitacional, ρ es la densidad de la muestra, V el volumen, λ a una constante ajustada en 0.005, y R es el radio de escurrimiento.

En este trabajo se analiza la compatibilidad entre un cemento de aluminato de calcio y distintos aditivos, así como su capacidad para mantener la fluidez, estudiando la reología de la pasta utilizando como parámetro el esfuerzo de cizalla umbral.

2.- MATERIALES Y METODOLOGÍA

2.1.- Composición de la mezcla

La Tabla 1 muestra los aditivos utilizados en este estudio. Las cantidades estudiadas de los aditivos están expresadas en porcentaje de su fracción seca. Para ello se ha calculado experimentalmente la fracción seca de todos los aditivos comerciales. Los rangos estudiados de contenido de aditivo se comprenden entre 0.1 y 0.4% sobre el peso del cemento, expresados en su fracción seca.

Tabla 1. Lista de aditivos utilizados, tipología y fracción seca

Código	Familia	Tipo	Fracción seca
PCE1	Éter de policarboxilato	Superplastificante líquido	40%
PCE2	Éter de policarboxilato	Superplastificante líquido	40%
PCE3	Éter de policarboxilato	Superplastificante líquido	40%
V	Vinílico	Superplastificante líquido	25%
N	Naftaleno	Superplastificante líquido	40%
LS1	Lignosulfonato	Superplastificante líquido	33%
LS2	Lignosulfonato	Superplastificante líquido	25%
PAA	Ácido poliacrílico	Plastificante líquido	50%
RET1	Ácido Cítrico	Retardante sólido	100%
RET2	Gluconato	Retardante líquido	25%

Los aditivos elegidos para el estudio incluyen, éter de policarboxilato (PCE), que son los aditivos más extendidos actualmente; un aditivo vinílico; un naftaleno y dos lignosulfonatos, que fueron de los primeros fluidificantes utilizados en hormigón. Además, también se ha estudiado la influencia de ácido poliacrílico, debido a su similitud con la

cadena principal de los policarboxilatos [13]. Finalmente, se estudió el efecto de dos retardadores de fraguado, ácido cítrico y otro basado en gluconatos.

Sobre una selección de aditivos, se ha analizado su compatibilidad con cementos en los que se ha sustituido el 30% de su contenido por adiciones (escoria de horno alto y cenizas volantes).

2.2.- Metodología experimental

Para el mezclado de las pastas se ha utilizado una amasadora automática C0086 Proeti. Las dosificaciones se prepararon considerando 1200 g de cemento y 360 g de líquido, que incluye el agua y el aditivo (relación agua/cemento 0.30).

En el proceso de mezclado, el aditivo se incorporó inicialmente al agua de amasado (si el aditivo se encontraba en estado sólido se disolvió primero) y, posteriormente se añadió el cemento. El proceso de amasado consistió en: 1) amasado rápido a 275 ± 5 rpm durante 90 segundos, 2) reposo durante 30 segundos, y 3) amasado rápido durante 90 segundos. Se determinó el valor de escurrimiento a los 5, 15, 60 y 90 minutos desde el contacto del cemento con el agua. A dichos tiempos, se amasó la pasta correspondiente con un agitador Heidolph RZR2020 a 800 rpm durante 1 minuto, previamente a la medida de escurrimiento.

Para el estudio del escurrimiento se utilizó un tubo de PVC de diámetro interior de 4.7 cm, siguiendo un diseño basado en la literatura [10,14]. Como superficie para realizar el ensayo se utilizó una placa de vidrio. Antes del ensayo de escurrimiento, se humedecieron tubo y placa con un paño húmedo. A los tiempos correspondientes, se rellenó el tubo con la pasta de cemento, se dejó reposar durante 1 minuto y se levantó el tubo. A partir del valor de escurrimiento se calculó el esfuerzo de cizalla umbral de acuerdo a la Ecuación (1).

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Compatibilidad del CAC con tipo de aditivo

La Figura 1, muestra el esfuerzo de cizalla umbral (τ_0) inicial de las pastas aditivadas, 5 minutos después de entrar en contacto el cemento y el agua, donde los valores más bajos de esfuerzo de cizalla umbral se corresponden con las mezclas de mayor fluidez. Los resultados obtenidos indican que los aditivos de la familia de los lignosulfonatos son los más efectivos, ya que obtienen mayor fluidez inicial para contenidos por debajo de 0,20% sobre el peso del cemento. Además, dosificaciones mayores conducen a la segregación de las pastas y elevados retrasos de los procesos reactivos (fraguado). Por otra parte, tanto el PAA como el aditivo vinílico obtienen valores inferiores de esfuerzo de cizalla umbral, comparando con los lignosulfonatos, para cantidades superiores a 0,30%, pero presentan una tendencia a la segregación. Los PCE estudiados mostraron resultados muy similares al aditivo vinílico. Finalmente, el aditivo tipo naftaleno no tuvo efecto en la fluidez, incluso para contenidos de 0,40 y 0,80 %.

Las Figuras 2-4, muestran la evolución del esfuerzo de cizalla umbral de las pastas aditivadas para los tiempos analizados (hasta 90 minutos).

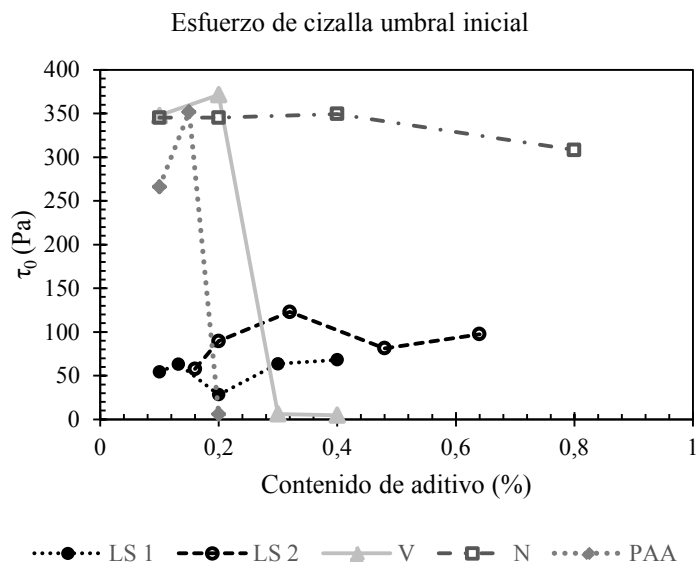


Figura 1. Esfuerzo de cizalla umbral inicial para 5 plastificantes utilizados

En la Figura 2 se muestra la evolución de τ_0 obtenida para los dos aditivos lignosulfonatos estudiados. Para contenidos superiores a 0,20% ambos aditivos empeoran la fluidez inicial y retrasan considerablemente el fraguado, por lo que se han representado los resultados para dosificaciones por debajo de 0,30% sobre el peso de cemento. Los resultados óptimos se obtuvieron para contenidos entre 0,16 y 0,20%, manteniendo la fluidez 60 minutos y con ligeras pérdidas a los 90 minutos.

En cuanto al aditivo vinílico estudiado (Fig. 3 izquierda), el aditivo mostró una adsorción muy rápida, con alta fluidez inicial para contenidos de 0,3 y 0,4%, pero que se perdía en los primeros 15 minutos. Además, en esos casos la mezcla resultó más propensa a la segregación. El aditivo naftaleno utilizado no incrementó la fluidez de la pasta en los contenidos estudiados en ningún caso (Fig. 3 derecha), comportamiento que también ha sido reportado en la literatura [5].

Los PCE analizados en este estudio mostraron un comportamiento similar a los vinílicos: para contenidos bajos no tienen efecto y para porcentajes mayores tienen un efecto muy elevado, induciendo a la segregación de la pasta. Sin embargo, dicha fluidez se pierde inmediatamente (tras los primeros 15 minutos), lo que está de acuerdo con los resultados indicados en la literatura [6,7]. A este respecto, la literatura indica la posible intercalación del aditivo en la estructura laminar del principal producto de reacción como causa de la pérdida de fluidez [8]. Otros trabajos indican que estos aditivos son muy efectivos y se pueden conseguir propiedades de autocompactabilidad para relaciones agua/cemento de 0,38, aunque confirman la tendencia al sangrado y a la segregación [5].

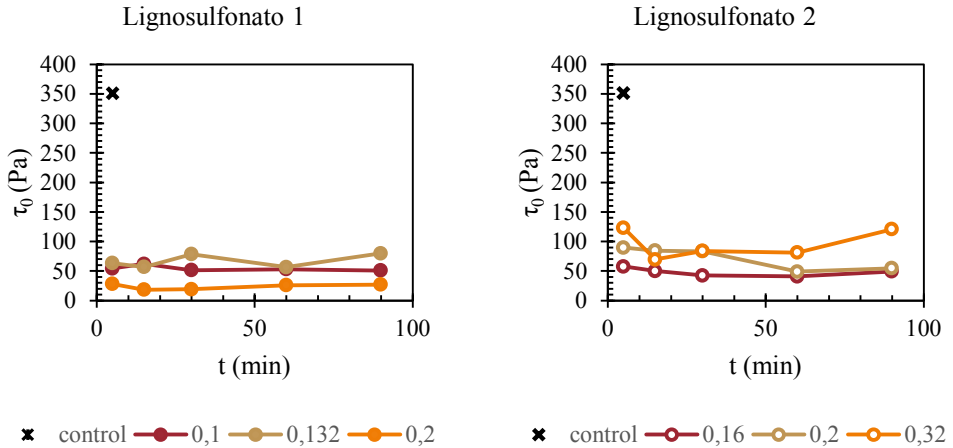


Figura 2. Evolución del esfuerzo de cizalla umbral para los lignosulfonatos

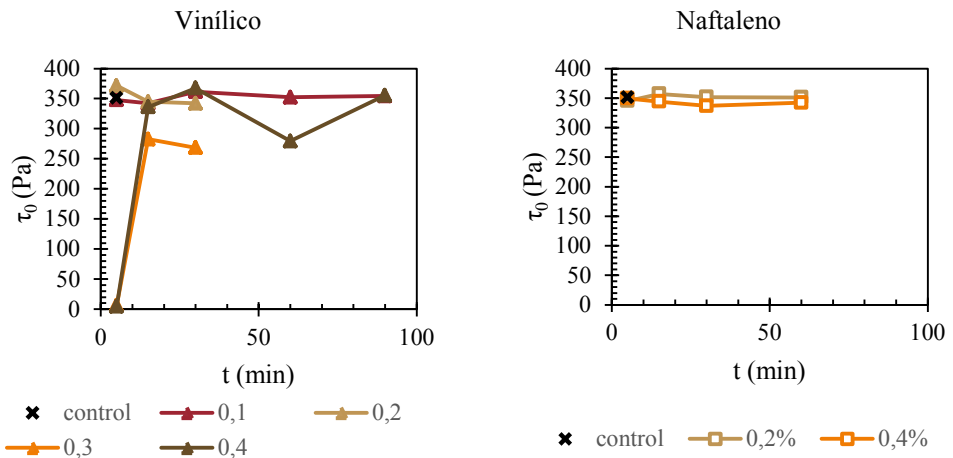


Figura 3. Evolución del esfuerzo de cizalla umbral para el vinílico y el naftaleno

Respecto al comportamiento del PAA con el CAC (Fig. 4 izquierda), en contenido 0,1% muestra la fluidez obtenida es muy baja y se pierde tras 30 minutos. Sin embargo, al aumentar el contenido a 0,15 tarda unos minutos en aumentar la fluidez y, a los 30 minutos, obtiene la misma fluidez que en un contenido del 0,2%. Esto indica que el comportamiento del PAA es poco estable para un rango muy cercano de contenidos. En cuanto a los retardadores (Fig. 4 derecha), tanto el ácido cítrico como el derivado del gluconato

conducen a significativas reducciones del esfuerzo umbral, especialmente en el caso del gluconato.

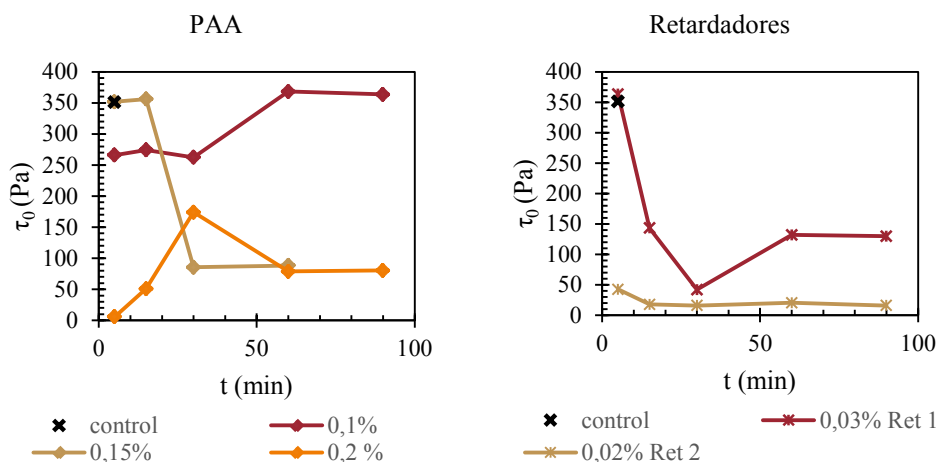


Figura 4. Evolución del esfuerzo de cizalla umbral para el PAA y los retardadores

3.2.- Influencia del tipo de adición mineral al CAC

Respecto al efecto de las adiciones minerales en la fluidez de la pasta, sin aditivos, la Figura 4 (izquierda) muestra que la escoria de alto horno y la ceniza volante 1 aumentaron la fluidez, mientras que la ceniza volante 2 no cambió la fluidez notablemente respecto al control.

Los mejores resultados en términos de reología son los correspondientes a los lignosulfonatos. Con objeto de incrementar la fluidez inducida por los aditivos basados en lignosulfonato, se estudió la influencia del empleo simultáneo de éstos con aditivos basados en policarboxilato. Al incorporar un 0.15% de aditivo lignosulfonato 1 y un 0.025% del PCE2, se obtuvo como diámetro inicial 180 mm, que comparados con el valor obtenido al utilizar únicamente el lignosulfonato 1 en un contenido del 0.132%, supone un incremento del 111%. Esta combinación mejora el comportamiento de ambos aditivos, ya proporciona una elevada fluidez inicial sin segregación y permite mantener la fluidez durante 90 minutos, algo que no ocurría al utilizar los aditivos por separado.

En pastas de CAC con adición de escoria de alto horno, la reología obtenida es similar a las correspondientes pastas sin escoria, mientras que la adición de cenizas volantes induce una reducción de la fluidez. Esto indicaría una menor afinidad de estos aditivos con las cenizas en comparación con las escorias.

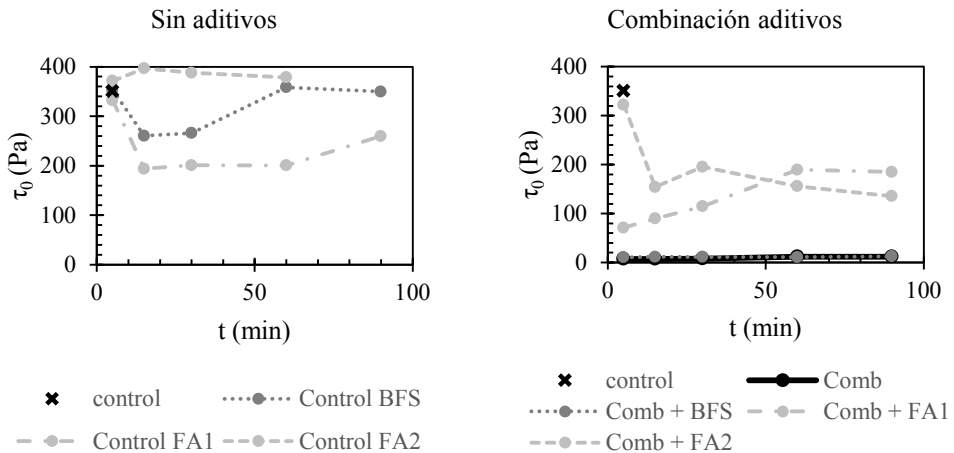


Figura 5. Evolución del esfuerzo de cizalla umbral para cemento con adiciones sin aditivos (izquierda) y con la combinación óptima de aditivos.

4.- CONCLUSIONES

En este estudio se ha analizado la influencia de diversos aditivos sobre la reología de pastas de cemento aluminoso durante 90 minutos. A partir de los resultados obtenidos se puede concluir:

- Los aditivos tipo lignosulfonato muestran una mayor compatibilidad con los cementos CAC, seguidos de los retardadores. Estos aditivos son los que permiten una mayor fluidez inicial sin que se produzcan indicios de segregación.
- Los aditivos PCE y vinílicos presentan un comportamiento similar. Dichos aditivos inducen los mayores incrementos de la fluidez a tiempos iniciales, a dosificaciones a las normalmente utilizadas en sistemas de cemento Portland. Sin embargo, dicha fluidez se pierde inmediatamente, confirmado la incompatibilidad de los cementos CAC con ambos aditivos superplastificantes.
- La combinación de aditivos tipo PCE con aditivos basados en lignosulfonato, permiten obtener la mayor fluidez inicial, conservándose ésta a lo largo del tiempo. Dicha mezcla de aditivos ha mostrado ser también compatible con cementos combinados con adición de escoria de alto horno.
- Dos de las adiciones minerales estudiadas mejoran ligeramente la fluidez cuando no se utilizan plastificantes. Al utilizar la combinación de aditivos plastificantes, la pasta con escoria de alto horno obtuvo la misma fluidez que la pasta de CAC sólo, sin embargo, las pastas con cenizas volantes obtuvieron notablemente menos fluidez, indicando menor afinidad de estos aditivos con las cenizas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al proyecto NewSOL H2020-IA-NMBP-17-2016 (project ID: 720985) la financiación recibida, así como a las empresas Cementos Molins S.A., Cementos Tudela Veguín y Secil Companhia Geral de Cal e Cimento, por el suministro de material y las discusiones técnicas.

REFERENCIAS

- [1] Bažant, Z.P., Kaplan, M.F. and Bazant, Z.P., 'Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models', (Addison-Wesley, 1996).
- [2] Alonso C. and Fernandez L., 'Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments', *Journal of Materials Science* **39** (9) (2004) 3015-24.
- [3] Seleem H.E., Rashad A.M. and Elsokary T., 'Effect of elevated temperature on physico-mechanical properties of blended cement concrete', *Construction and Building Materials* **25** (2) (2011) 1009-17.
- [4] Alonso M.C., Vera-Agullo J., Guerreiro L., Flor-Laguna V., Sanchez M. and Collares-Pereira M., 'Calcium aluminate based cement for concrete to be used as thermal energy storage in solar thermal electricity plants', *Cement and Concrete Research* **82** (2016) 74-86.
- [5] Scrivener K.L., 'New developments in CAC based concretes', 28th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, August 2003.
- [6] Alonso, M.D.M., Palacios, M. and Puertas, F., 'Effect of Polycarboxylate–Ether Admixtures on Calcium Aluminate Cement Pastes. Part 1: Compatibility Studies.' *Industrial & Engineering Chemistry Research*, **52**(49) (2013) 17323-17329.
- [7] Alonso, M.D.M., Palacios, M. and Puertas, F., 'Effect of polycarboxylate–ether admixtures on calcium aluminate cement pastes. Part 2: Hydration studies'. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, **52**(49) (2013) 17330-17340.
- [8] Ng, S., Metwalli, E., Müller-Buschbaum, P. and Plank, J., 'Occurrence of intercalation of PCE superplasticizers in calcium aluminate cement under actual application conditions, as evidenced by SAXS analysis'. *Cement and Concrete Research* **54** (2013) 191-198.
- [9] Murata J., 'Flow and deformation of fresh concrete', *Materiaux et Construction* **17** (2) (1984) 117-29.
- [10] Roussel N. and Coussot P., "Fifty-cent rheometer" for yield stress measurements: from slump to spreading flow', *Journal of Rheology* **49** (3) (2005) 705-18.

Influencia de aditivos orgánicos en las propiedades reológicas de pastas de cemento...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [11] Roussel N., Stefani C. and Leroy R., 'From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests', *Cement and Concrete Research* **35** (5) (2005) 817-22.
- [12] Zimmermann J., Hampel C., Kurz C., Frunz L. and Flatt R.J., 'Effect of polymer structure on the sulfate-polycarboxylate competition', *ACI Special Publication* **262** (2009) 165-76.
- [13] Hommer H., 'Interaction of polycarboxylate ether with silica fume', *Journal of the European Ceramic Society* **29** (10) (2009)
- [14] Pashias N., Boger D.V., Summers J. and Glenister D.J., 'A fifty cent rheometer for yield stress measurement', *Journal of Rheology* **40** (6) (1996) 1179-89.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

Mayara Amario ⁽¹⁾, Marco Pepe ⁽²⁾ e Romildo D. Toledo Filho ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

⁽²⁾ Universidade de Salerno, Itália.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.7237>

RESUMO

O presente estudo avalia a influência de agregados de resíduo de concreto (ARC) no comportamento reológico de concretos reciclados no estado fresco. De fato, a elevada porosidade dos agregados e sua angularidade modificam a trabalhabilidade dos concretos contendo ARC. Portanto, esse é um estudo preliminar que tem como objetivo estender ferramentas conceituais para concretos contendo agregados reciclados, como por exemplo, o modelo de Bingham simplificado, cuja aplicação para concretos convencionais já está bem consolidada. Para isso, diferentes ensaios experimentais foram realizados a fim de investigar os efeitos das propriedades dos ARCs no comportamento no estado fresco de concretos reciclados. Os resultados obtidos demonstram que, de fato, os ARCs modificam as propriedades reológicas dos concretos, aumentando a sua trabalhabilidade e diminuindo sua tensão de escoamento. Além disso, suas propriedades são altamente relacionadas com a condição de umidade inicial dos agregados.

PALAVRAS-CHAVE: reologia, trabalhabilidade, agregado reciclado de concreto, absorção de água.

1.- INTRODUÇÃO

O concreto é certamente o material de construção mais utilizado no mundo e, conseqüentemente, sua produção exige grande quantidade de matérias-primas e energia, resultando em um esgotamento significativo dos recursos naturais [1]. Além disso, a indústria de concreto também é responsável por uma parcela significativa das emissões globais de gases do efeito estufa [2].

Por essas razões, nas últimas décadas, diversos grupos de pesquisa estão investigando a possível aplicação de materiais e processos mais sustentáveis destinados a tornar a indústria de concreto mais ecológica e uma das soluções mais promissoras para atingir esse objetivo é a substituição parcial ou total de agregados naturais por reciclados para a produção de concreto estrutural [3], [4], [5]. Os resíduos de demolição de elementos de concreto podem

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

ser utilizados como materiais alternativos (geralmente denominados agregados de resíduo de concreto, ARCs) para a produção de novos elementos de concretos.

Os ARCs são compostos por agregados naturais e argamassa aderida aos grãos. A presença dessa argamassa aumenta a porosidade e, conseqüentemente, a absorção de água dos agregados reciclados, em comparação com os agregados naturais [6]. Assim, devido às características intrínsecas dos ARCs, a definição de relações capazes de prever as propriedades relevantes dos concretos reciclados ainda é considerada uma questão em aberto [7]. Nos últimos anos, a comunidade científica concentrou-se principalmente na compreensão do comportamento mecânico dos concretos reciclados no estado endurecido [8], [9], [10], [11] e apenas alguns estudos analisaram suas propriedades no estado fresco [12], [13].

Concretos contendo somente agregados naturais com abatimentos de tronco de cone maiores que 8 cm e sem segregação por ação gravitacional podem ser considerados como um fluido de Bingham [14]. Por este modelo, o concreto pode ser descrito por pelo menos dois parâmetros, isto é, tensão de escoamento e viscosidade plástica. No entanto, para concretos auto adensáveis, esse modelo não é aplicável e o modelo de Herschel-Bulkley representa melhor suas propriedades do estado fresco [15].

A angularidade, a rugosidade e a elevada absorção de água dos ARCs são os principais fatores que influenciam as propriedades do concreto no estado fresco [16]. Essa alta absorção de água resulta na redução da água livre disponível para as reações de hidratação do cimento e, conseqüentemente, da relação água/cimento [17]. Assim, é necessário determinar a quantidade de água absorvida pelo ARC e compensá-la durante a mistura, pois isso pode afetar a trabalhabilidade do concreto.

Nesse contexto, esse é um estudo preliminar que teve como objetivo analisar a influência das propriedades de ARCs no comportamento reológico de concretos reciclados produzidos com esse tipo de agregado. Como a alta porosidade dos agregados, sua forma angular e a condição de umidade inicial são fatores importantes para a modificação da reologia, este estudo destina-se a avaliar experimentalmente o comportamento reológico de concretos no estado fresco para, futuramente, estender mecanismos conceituais aos concretos reciclados, como o modelo simplificado de Bingham. Assim, ensaios experimentais foram realizados a fim de investigar os efeitos de propriedades que caracterizam os ARCs no desempenho de concretos reciclados no estado fresco. Além disso, foram realizados ensaios de resistência à compressão para avaliar a classe de resistência dessas misturas de concreto e a influência da reologia nas propriedades mecânicas.

Por fim, vale ressaltar que esse trabalho é resultado do projeto internacional SUPERCONCRETE (H2020-MSCA-RISE-2014 – n. 645704), financiado pela União Europeia como parte do Programa H2020.

2.- MATERIAIS E MÉTODOS

2.1.- Materiais

O cimento utilizado nesse estudo foi um cimento de alta resistência inicial, de acordo com a NBR 5733 [18]. O superplastificante utilizado foi o *Glenium 51*, um aditivo a base de policarboxilato com teor de sólidos de 30% e massa específica de 1,087 g/cm³. Ele foi utilizado em todas as misturas para controle de trabalhabilidade.

Foi utilizado como agregado miúdo uma areia natural com diâmetro nominal menor que 4,75 mm e dois tipos de agregados graúdos, um com diâmetro nominal entre 4,75 a 9,5 mm (brita 0) e outro com diâmetro entre 9,5 e 19 mm (brita 1). Os agregados graúdos reciclados ARCs com os mesmos diâmetros nominais dos naturais foram obtidos a partir da demolição parcial do Hospital Universitário da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Foi realizado um processo de limpeza autógena para reduzir a quantidade de materiais finos aderidos à superfície dos agregados reciclados. Nesse processo, os agregados reciclados são colocados no tambor de um moinho rotativo e os grãos colidem uns com os outros, enquanto removem as frações de argamassa aderida. O tambor foi preenchido com 33% de agregados reciclados e a taxa de rotação foi de 60 rotações por minuto. Posteriormente, os agregados foram limpos com água e secos para remover todas as partículas finas residuais. Esse tipo de agregado foi denominado ARC_cl e apresentou as mesmas classes de diâmetro nominal que o ARC sem processo de limpeza. As propriedades físicas dos agregados utilizados nesse estudo são apresentadas na **Tabela 1**.

Tabela 1. Propriedades físicas dos agregados

<i>Materiais</i>		<i>Diâmetro nominal</i> [mm]	<i>Massa específica – γ</i> [kg/m ³]	<i>Absorção de água – A</i> [%]
Natural	Areia	0-4,75	2668	1,4
	Brita 0	4,75-9,5	2464	3,39
	Brita 1	9,5-19	2634	1,28
ARC	Brita 0	4,75-9,5	1946	11,94
	Brita 1	9,5-19	2268	4,94
ARC_cl	Brita 0	4,75-9,5	2261	5,56
	Brita 1	9,5-19	2328	4,09

2.2.- Composição das misturas de concreto

Cinco misturas diferentes foram desenvolvidas para analisar o comportamento de concretos produzidos com agregados reciclados originais (ARC) e limpos (ARC_cl). Inicialmente, uma mistura de referência, indicada como REF, foi composta por apenas agregados naturais e feita com 50% de Areia, 25% de Brita 0 e 25% de Brita 1, em relação ao volume total de agregados. Com base nessa mistura, foram desenvolvidas quatro misturas adicionais, denominadas ARC25, ARC50, ARC25cl e ARC50cl. Nas misturas ARC25 e ARC25cl, 25% dos agregados naturais foram substituídos por agregados reciclados com e sem limpeza autógena, respectivamente. Neste caso, a substituição foi realizada apenas na

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

fração Brita 0. Nas misturas ARC50 e ARC50cl, a substituição foi realizada tanto na classe Brita 0 quanto na classe Brita 1.

Todas as misturas foram produzidas com 300 kg/m³ de cimento e com uma relação água/cimento de 0,53. Foi adicionado um acréscimo de água baseado nos resultados de ensaios de absorção de água a fim de compensar a absorção tanto dos agregados naturais quanto dos reciclado na condição seca. A quantidade de água livre, água adicional e água total são apresentadas na **Tabela 2**.

Tabela 2. Água livre, água adicional e água total para cada mistura de concreto

Misturas	Cimento [kg]	Água _{livre} [l]	Água _{Adicional} [l]	Água _{total} [l]
REF	300	160	31,4	191,4
ARC25	300	160	45,4	205,4
ARC50	300	160	71,8	231,8
ARC25cl	300	160	44,2	204,2
ARC50cl	300	160	55,0	215,0

As composições de cada mistura de concreto são mostradas na **Tabela 3**.

Tabela 3. Composição das misturas de concreto

Misturas	SP [kg]	Materiais naturais			ARC		ARC cl	
		Areia [kg]	Brita 0 [kg]	Brita 1 [kg]	Brita 0 [kg]	Brita 1 [kg]	Brita 0 [kg]	Brita 1 [kg]
REF	4,0	952,6	470,2	439,9	-	-	-	-
ARC25	4,0	951,7	-	439,5	404,5	-	-	-
ARC50	4,0	950,4	-	-	404,0	346,6	-	-
ARC25cl	4,0	952,4	-	439,8	-	-	459,3	-
ARC50cl	4,0	952,7	-	-	-	-	459,4	461,7

2.3.- Métodos

O processo de mistura foi realizado de acordo com o procedimento a seguir:

1. Os agregados, tanto grão quanto miúdo, foram adicionados ao misturador e misturados por 90 segundos;
2. O cimento foi adicionado e misturado por mais 90 segundos;
3. Cerca de 70% da água total foi adicionada aos agregados e, em seguida, foram misturados por 60 segundos;
4. Por fim, foram adicionados tanto o superplastificante quanto o restante da água e esses materiais foram misturados por 10 minutos.

Os ensaios do estado fresco foram realizados imediatamente após o término da mistura e, posteriormente, foi iniciada a moldagem dos corpos de prova. Para isso, o concreto foi

colocado em moldes cilíndricos, em três camadas e com vibração em mesa vibratória entre elas, a fim de remover o ar aprisionado. Após 24 horas, as amostras foram desmoldadas e colocadas em câmara úmida, com temperatura e umidade controladas, e mantidas até a idade dos ensaios de resistência à compressão.

As propriedades do estado fresco foram determinadas através de ensaios de abatimento de tronco de cone [19], densidade e de reologia [20]. Os ensaios reológicos foram realizados no reômetro BTRHEOM, um equipamento de pratos paralelos para ensaios em concretos (Figura 1). Nesse estudo, cada ensaio de reologia foi feito com curvas de escoamento com dez pontos, na qual foram medidos tanto em velocidades de rotação crescentes quanto decrescentes, variando entre 0,2 e 0,8 rev/s. As medições foram realizadas sem aplicar vibração e sob temperatura constante (22 ± 2 °C).

No estado endurecido, a resistência à compressão uniaxial foi determinada de acordo com a NBR 5739 [21], após 2, 7, 14, 28 e 60 dias de cura, utilizando corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm (diâmetro x altura). Os ensaios foram realizados com velocidade de 0,1 mm/min em prensa servo controlada *Shimadzu 1000 kN*.

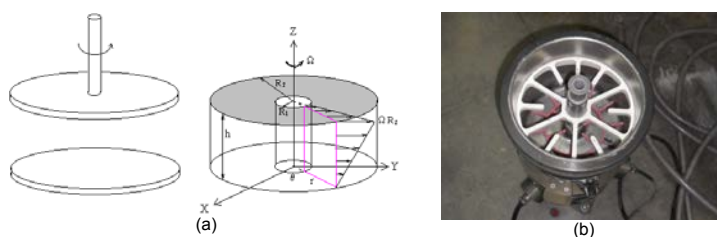


Figura 1. Reômetro BTRHEOM: mecanismo de funcionamento (a) e detalhes do equipamento

3.- RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados das propriedades do estado fresco são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Propriedades do estado fresco

Misturas	Tensão de escoamento [Pa]	Viscosidade plástica [Pa.s]	Abatimento [mm]	Densidade [kg/m ³]
REF	1638	103	160	2354
ARC25	933	72	170	2301
ARC50	507	17	240	2233
ARC25cl	341	165	190	2356
ARC50cl	366	103	220	2389

Os resultados de abatimento de tronco de cone mostram que as misturas contendo agregados reciclados aumentaram a trabalhabilidade dos concretos. No caso de 25% de substituição (ou seja, ARC25 e ARC25cl), esse aumento pode ser considerado muito suave,

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

isto é, 160 mm para REF, 170 mm para ARC25e 190 mm para ARC25cl, enquanto nas misturas ARC50 e ARC50cl, esse aumento foi mais significativo, ou seja, 160 mm para REF, 240 mm para ARC50 e 220 mm para ARC50cl. Essas variações estão relacionadas à água adicional utilizada durante o processo de mistura. A densidade no estado fresco não apresentou mudanças significativas após a substituição dos agregados, provavelmente devido à quantidade de água adicionada aos concretos reciclados.

Os resultados de tensão de escoamento mostram que a mistura de referência apresentou o maior valor nesta propriedade (1638 Pa), bem como o menor valor de abatimento de tronco de cone (160 mm). Esses resultados podem estar relacionados visto que ambas as propriedades estão associadas à água livre disponível na mistura. Os concretos reciclados apresentaram valores de tensão de escoamento inferiores à mistura de referência REF, provavelmente devido à quantidade de água compensada durante a mistura. Nesse estudo, foi adicionada uma quantidade de água equivalente à capacidade de absorção dos ARCs após 24 horas de imersão. Conforme relatado anteriormente, os ARCs podem absorver cerca de 50% de sua absorção total durante a mistura. Assim, nesse caso, a água livre dos concretos reciclados pode ter sido maior que na mistura de referência e isso explica os resultados obtidos para tensão de escoamento.

Além disso, a mistura que apresentou o menor valor de viscosidade plástica foi a ARC50 (17 Pa.s), enquanto a mistura que apresentou o valor mais alto foi ARC25cl (165 Pa.s). Considerando que essa propriedade é influenciada pelo teor de pasta e pela forma dos agregados, são necessárias informações adicionais para avaliar com maior precisão a viscosidade das misturas recicladas.

Os resultados de resistência à compressão são apresentados na **Tabela 5**.

Tabela 5. Resultados de resistência à compressão

Misturas	f_{c2d} (MPa)	f_{c7d} (MPa)	f_{c14d} (MPa)	f_{c28d} (MPa)	f_{c60d} (MPa)
REF	23,36	28,44	30,43	33,02	36,97
ARC25	21,54	24,55	30,09	31,56	36,92
ARC50	16,72	23,75	27,08	27,50	28,73
ARC25cl	21,07	27,67	29,82	30,24	32,61
ARC50cl	19,06	26,31	31,26	29,92	33,69

Os resultados mostram que todas as misturas com ARCs apresentaram uma redução na resistência à compressão em comparação com a mistura de referência. Isso pode ser explicado pelo aumento da porosidade do concreto causado pela inclusão de agregados reciclados e, conseqüentemente, porosos na mistura. De fato, o aumento da porosidade provoca uma redução no comportamento mecânico dos concretos reciclados. Assim, a mistura ARC50 foi a que apresentou os valores de resistência mais baixos para todas as idades analisadas. Esse comportamento já era esperado, já que ela é composta por 100% de

agregados graúdos reciclados com maior absorção, isto é, agregados sem limpeza autógena. Além disso, a quantidade de água adicional possivelmente maior que a necessária pode ter aumentado ainda mais a porosidade da mistura, reduzindo consideravelmente a resistência à compressão [22].

Os resultados indicam que as propriedades do concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido são altamente influenciadas pela condição de umidade inicial do agregado. Como os ARCs são mais porosos que os agregados naturais, eles não são capazes de absorver toda a quantidade de água utilizada para saturação e isso afeta a quantidade de água livre na mistura e, conseqüentemente, a relação água/cimento efetiva. Assim, a relação água/cimento efetiva pode ser definida como a soma da relação água/cimento total e da relação água adicional/cimento subtraída da água que não foi absorvida pelo agregado durante a mistura em relação à quantidade de cimento. Essa relação está definida na Eq. (1) [22].

$$\left(\frac{w}{c}\right)_{eff} = \frac{w}{c} + \frac{w_{add}}{c} - \delta \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{p_i \cdot P_i}{c}\right) \quad (1)$$

onde c é a quantidade de cimento, w é a água livre nominal, w_{add} é água adicional utilizada para saturar os agregados, p_i e P_i representam a capacidade de absorção e a massa da i -ésima fração de agregado, respectivamente. Para δ , assume-se igual a zero para agregados misturados na condição saturada superfície seca e 0,5 para condição seca (conforme no presente estudo). Esse valor é definido com base em estudos recentes que mostraram que os ARCs podem absorver cerca de 50% de sua capacidade de absorção durante a mistura [22], [23]. Por este motivo, os resultados das propriedades do estado fresco e endurecido podem ser interpretados em função da água efetiva (Figura 2) e da relação água/cimento efetiva (Figura 3). Os gráficos confirmam as afirmações anteriores.

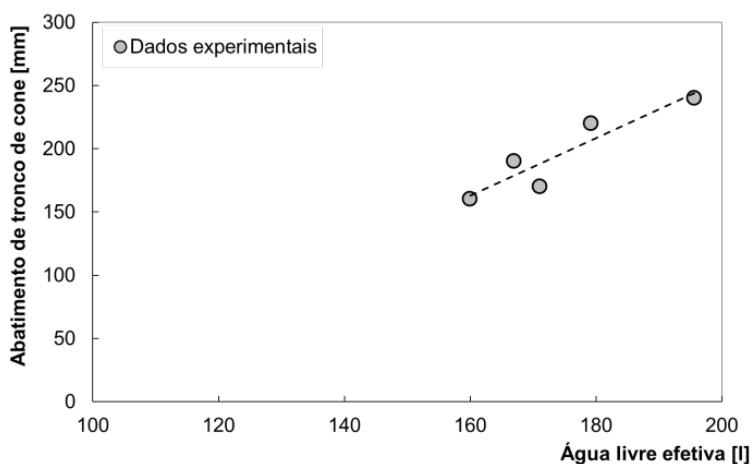


Figura 2. Abatimento de tronco de cone x água livre efetiva

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

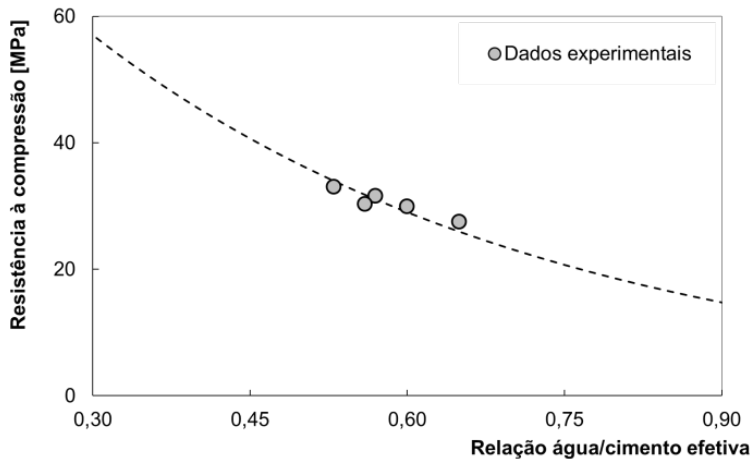


Figura 3. Resultados de resistência à compressão aos 28 dias x relação água/cimento efetiva

4.- CONCLUSÕES

Esse artigo apresenta os resultados preliminares de uma pesquisa experimental que investiga a influência das propriedades dos agregados de resíduo de concreto (ARCs) nas propriedades do estado fresco de concretos reciclados. Assim, as seguintes conclusões são obtidas dos resultados dos ensaios:

- Devido à alta absorção dos agregados reciclados, uma quantidade de água de ser adicionada a mistura para compensar essa propriedade. Estudos anteriores mostraram que a quantidade ideal de água a ser adicionada é equivalente a 50% da capacidade de absorção após 24 horas de imersão;
- A substituição de agregados naturais por ARCs provocou um aumento na trabalhabilidade dos concretos. Isso pode ter sido causado pelo excesso de água adicionado à mistura;
- Os resultados de tensão de escoamento foram compatíveis com os valores obtidos no ensaio de abatimento de tronco de cone, visto que ambos os resultados são influenciados pela quantidade de água livre na mistura;
- São necessárias informações adicionais para compreender melhor os efeitos dos ARCs na viscosidade plástica.
- Por fim, com base nos resultados obtidos, serão devolvidos estudos futuros a fim de estender mecanismos conceituais aos concretos reciclados, como o modelo simplificado de Bingham.

AGRADECIMENTOS

O presente estudo faz parte das atividades realizadas pelos autores no “SUPERCONCRETE00 Project (www.superconcrete-h2020.unisa.it) financiado pelo

“Union's Horizon 2020 Research and Innovation Programme” no âmbito do acordo “Grant Agreement No 645704 (H2020-MSCA-RISE-2014)”.

REFERÊNCIAS

- [1] N. Kisku et al., A critical review and assessment for usage of recycled aggregate as sustainable construction material, *Construction and Building Materials*, 2016.
- [2] K.H. Yang, Y.B. Jung, M.S. Cho, S.H. Tae, Effect of supplementary cementitious materials on reduction of CO₂ emissions from concrete, *Journal of Cleaner Production*, 103 (2015) 774-783.
- [3] C. Faella, C. Lima, E. Martinelli, M. Pepe, R. Realfonzo, Mechanical and durability performance of sustainable structural concretes: An experimental study, *Cement and Concrete Composites*, 71 (2016) 85-96.
- [4] S. Lotfi, M. Eggimann, E. Wagner, R. Mróz, J. Deja, Performance of recycled aggregate concrete based on a new concrete recycling technology, *Construction and Building Materials*, 95 (2015) 243-256.
- [5] E.A.B. Koenders, M. Pepe, E. Martinelli, Compressive strength and hydration processes of concrete with recycled aggregates, *Cement and Concrete Research*, 56 (2014) 203-212.
- [6] H.K.A. Al-Bayati, P.K. Das, S.L. Tighe, H. Baaj, Evaluation of various treatment methods for enhancing the physical and morphological properties of coarse recycled concrete aggregate, *Construction and Building Materials*, 112 (2016) 284-298.
- [7] S. Omary, E. Ghorbel, G. Wardeh, Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties, *Construction and Building Materials*, 108 (2016) 163-174.
- [8] A. Gholampour, A.H. Gandomi, T. Ozbakkaloglu, New formulations for mechanical properties of recycled aggregate concrete using gene expression programming, *Construction and Building Materials*, 130 (2017) 122-145.
- [9] I. González-Taboada, B. González-Fonteboa, J.L. Pérez-Ordóñez, J. Eiras-López, Prediction of self-compacting recycled concrete mechanical properties using vibrated recycled concrete experience, *Construction and Building Materials*, 131 (2017) 641-654.
- [10] R.V. Silva, J. de Brito, R.K. Dhir, Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete, *Journal of Cleaner Production*, 112 (2016) 2171-2186.
- [11] I. González-Taboada, B. González-Fonteboa, F. Martínez-Abella, J.L. Pérez-Ordóñez, Prediction of the mechanical properties of structural recycled concrete

Influência de agregados reciclados de concreto na reologia do concreto

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- using multivariable regression and genetic programming, *Construction and Building Materials*, 106 (2016) 480-499.
- [12] E. Güneyisi, M. Gesoglu, Z. Algin, H. Yazıcı, Rheological and fresh properties of self-compacting concretes containing coarse and fine recycled concrete aggregates, *Construction and Building Materials*, 113 (2016) 622-630.
- [13] F. Faleschini, C. Jiménez, M. Barra, D. Aponte, E. Vázquez, C. Pellegrino, Rheology of fresh concretes with recycled aggregates, *Construction and Building Materials*, 73 (2014) 407-416.
- [14] G.H. Tattersall, P.F.G. Banfill, *The Rheology of Fresh Concrete*, (vol. 356), London Pitman, 1983.
- [15] D. Feys, R. Verhoeven, G. De Schutter, Why is fresh self-compacting concrete shear thickening?, *Cement and Concrete Research*, 39.6 (2009) 510-523.
- [16] A.A.M. Amer, K. Ezziane, A. Bougara, Rheological and mechanical behavior of concrete made with pre-saturated and dried recycled concrete aggregates, *Construction and Building Materials*, 123 (2016) 300-308.
- [17] C. Lima, A. Caggiano, C. Faella, E. Martinelli, M. Pepe, R. Realfonzo, Physical properties and mechanical behaviour of concrete made with recycled aggregates and fly ash, *Construction and Building Materials*, 47 (2013) 547-559.
- [18] ABNT NBR 5733 (1991) High early strength Portland cement – Specification. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brazil, 1991
- [19] ABNT NBR NM 67 (1998) Concrete - Slump test for determination of consistency - method of test. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brazil, 1998.
- [20] F. De Larrard, C.F. Ferraris, T. Sedran, Fresh concrete: a Herschel-Bulkley material, *Materials and Structures*, 31.7 (1998) 494-498.
- [21] ABNT NBR 5739 (2007) Concrete - Compression test of cylindrical specimens - method of test. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brazil, 2007.
- [22] M. Pepe, R. D. Toledo Filho, E. A. Koenders, E. Martinelli, A novel mix design methodology for Recycled Aggregate Concrete, *Construction and Building Materials*, 122 (2016) 362-372.
- [23] M. Amario, Dosagem científica de concretos estruturais contendo agregado de resíduo de concreto (ARC) (in Portuguese), Master thesis, NUMATS, COPPE-UFRJ, Brazil, 2015.

CRITERIOS DE DISEÑO DE MEZCLAS
CRITÉRIOS DEFINIÇÃO DA COMPOSIÇÃO

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Combinación de fibras de acero de última generación para el refuerzo de hormigón autocompactante

M.G. Alberti ⁽¹⁾, A. Enfedaque ⁽¹⁾, J.C. Gálvez ⁽¹⁾ y A. Cortez ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, E.T.S de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. C / Profesor Aranguren, s/n, 28040, Madrid.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5152>

RESUMEN

Dado que la mayor desventaja mecánica del hormigón son sus propiedades en tracción, las fibras normalmente se utilizan para mejorar la respuesta frente a sollicitaciones de tracción y flexión, siendo las fibras de acero las más comúnmente utilizadas. Este tipo de fibras se ha utilizado con éxito en aplicaciones estructurales en los últimos 50 años y, como consecuencia, se han desarrollado nuevas fibras de acero de última generación de las que existe una bibliografía muy limitada. En este estudio se realizó una caracterización de un hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero de última generación a través de ensayos de caracterización mecánica y de resistencia a la tracción por flexión. Se realizaron tres amasadas diferentes con la misma dosificación de 70 kg/m³ de fibras (0,89% en fracción volumétrica). Las dos primeras con un solo tipo de fibra por amasada (5D y OL) y la tercera con la combinación de estas dos fibras en iguales proporciones, observando que combinadas presentan un comportamiento optimizado como refuerzo del hormigón. Los resultados obtenidos mostraron importantes mejoras combinando ambas tipologías de fibras.

PALABRAS CLAVE: Autocompactante – Fibras de acero – Fractura.

1.- INTRODUCCIÓN

Actualmente existen varios tipos de fibras que se emplean como refuerzo del hormigón, y que cumplen con los requisitos de la normativa para poder sustituir a las barras de acero del hormigón armado, esencialmente las macro-fibras sintéticas y las fibras de acero [1, 2]. Son estas últimas las más utilizadas debido a su eficaz comportamiento y a que al mismo tiempo son con las que se cuenta con mayor experiencia ya que se ha llevado a cabo aplicaciones estructurales con el concepto moderno de hormigón reforzado con fibras (HRF) desde hace más de 50 años [3]. El eficaz comportamiento de las fibras de acero afecta esencialmente a la mejora del comportamiento frente a sollicitaciones de flexión y tracción, suponiendo un incremento significativo de la energía de fractura, la reducción de la deformación bajo cargas mantenidas, el aumento de la resistencia a tracción, la fisuración controlada y por

ende al aumento de su ductilidad y durabilidad. [4]. En función de su sección transversal, las fibras tienen diámetros equivalentes entre 0,15 y 2 mm y variedad de longitudes las cuales se encuentran entre los 7 y los 75 mm. El comportamiento del HRF depende principalmente de la dosificación de fibras y de sus características mecánicas y geométricas, además del posicionamiento final de dichas fibras [5]. En cuanto a la influencia de la geometría de las fibras, formas y dimensiones, sobre el comportamiento del HRF, la relación longitud-diámetro equivalente es el parámetro más característico, ya que de su valor dependen en buena medida la ductilidad y la tenacidad del hormigón resultante [6]. Por otra parte, las características mecánicas de las fibras, esencialmente su resistencia a tracción y módulo de elasticidad, juegan un rol fundamental en el comportamiento del hormigón reforzado con fibras. Por otro lado, la forma influye notablemente en la resistencia al arrancamiento y, como consecuencia las propiedades post-fisuración del HRF varían [7, 8]. Es importante señalar que todas las características anteriormente citadas se conjugan para generar el comportamiento de dicho hormigón reforzado con fibras. El resultado óptimo depende de una adecuada combinación de todos los factores, ya que cada uno por sí solo tiene siempre un límite en su influencia. Por ello, en investigaciones previas se obtuvieron importantes sinergias combinando distintas fibras aprovechando el mejor comportamiento de cada tipo de fibras para cada estado de deformación [9].

En la presente investigación se utilizaron fibras de acero con resistencias a tracción de 2300 y 2600 N/mm² y relaciones de aspecto de 67 y 65 (5D y OL respectivamente). Se eligió una tipología de fibras con patillas y con longitud de 60 mm y una segunda tipología de fibras más cortas y lisas (13 mm). De este modo se buscó obtener un resultado optimizado para las aberturas de fisura iniciales, manteniendo importantes resistencias a la tracción por flexión para mayores deformaciones también. Los resultados permiten comparar el uso individual de cada tipo de fibras embebida en un hormigón autocompactante con los resultados obtenidos con la combinación de ambas fibras.

2.- CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Para la elaboración del hormigón se utilizaron 425 kg/m³ de cemento Portland tipo EN 197-1 CEM I 52.5. Además, para conseguir la autocompactabilidad se empleó el 1,39% del peso del cemento del superplastificante de alto rendimiento Sika ViscoCrete-20HE. Por otra parte, buscando aumentar el contenido de finos para lograr la autocompactabilidad, se emplearon 210 kg de filler calizo por metro cúbico de hormigón. Se emplearon dos tipos de grava 4-8 mm y 8-12 mm, y un tipo de arena de 0-2 mm. Se emplearon dos tipos de fibras de acero. Se emplearon fibras 5D, consideradas de última tecnología ya que cuentan con una combinación exclusiva de la forma optimizada de las patillas, una gran ductilidad del acero y una elevada resistencia a tracción. El segundo tipo de fibras elegido se denomina comercialmente OL y se caracteriza por ofrecer un alto rendimiento y una elevada resistencia a la fisuración lo que las convierte en ideales para obtener una ductilidad óptima. Las características de las mismas se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de las fibras

TIPO DE FIBRA	5D	OL
Forma	Extremos conformados	Recta
Densidad	7850 g/cm ³	7851 g/cm ³
Longitud	60 mm	13 mm
Diámetro Equivalente	0,90 mm	0,20 mm
Resistencia a tracción	2300 N/mm ²	2600 N/mm ²
Módulo de Elasticidad	210000 N/mm ²	210000 N/mm ²
# Fibras por kg	3132	314000

El hormigón reforzado con fibras está constituido esencialmente de los mismos componentes que un hormigón tradicional. La inclusión de fibras además de alterar el comportamiento del hormigón en estado endurecido, también lo hace en estado fresco, por lo que a algunos componentes del hormigón se les exige que cumplan condiciones adicionales que en los hormigones tradicionales no son necesarias. Estas modificaciones pasan principalmente por una limitación en el tamaño máximo del árido, menores valores de relación grava-arena, mayores cantidades de aditivos reductores de agua y mayor demanda de finos entre otros. Para la presente investigación se empleó una dosificación previamente optimizada mediante ensayos en la cual la dosificación de los áridos siguió el criterio de máxima compacidad en seco. Esta dosificación puede verse en la Tabla 2.

Tabla 2. Dosificación de la mezcla

DOSIFICACIÓN	
Relación a/c =0,47	Cantidad
Material	1 m ³
Agua	198,9 Kg
Cemento	425 Kg
Filler Calizo	210 Kg
Arena	947 Kg
Grava	291,6 Kg
Gravilla	194,4 Kg
Fibras de acero ($V_f=0,89\%$)	70 Kg
Superplastificante (1,39% peso cemento)	5,91 Kg

En cada amasada se fabricaron cuatro probetas prismáticas de 600x150x150 mm³ y cinco probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. Todas ellas fueron introducidas en la cámara húmeda donde se mantuvo una humedad relativa $\geq 95\%$ con una temperatura de (20+2) °C durante los 28 días previos a la realización de los ensayos en estado endurecido.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como datos de referencia y con el objetivo de poder evaluar el aporte estructural de las fibras como refuerzo en la Tabla 3 se presentan los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados sobre hormigón sin fibras con la misma dosificación empleada en la presente investigación.

Tabla 3. Resultados hormigón sin fibras de referencia.

Escurrecimiento		Tensión de Rotura			Módulo de Elasticidad (E)
Diámetro	T ₅₀	Compresión (f _{cm})	Tracción indirecta (f _{ct})	Flexotracción	
(mm)	(s)	MPa	MPa	MPa	GPa
660	3	59,7	4,69	5,52	34,2

Para identificar el comportamiento en estado fresco de los tres tipos de hormigón estudiados, se realizó el Ensayo de Escurrecimiento EN 12350-8 y los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.

En este ensayo se pudo evidenciar que la presencia de fibras OL reduce la trabajabilidad del hormigón, ocasionando la aparición de erizos en la mezcla. Esto se debe principalmente a dos razones, la primera es que el tamaño de las fibras (13 mm) no cumple con la recomendación que establece que el tamaño de las fibras deberá ser mínimamente 2 veces el tamaño máximo del árido grueso. La segunda fue que las fibras OL no vienen encoladas, por lo que realizar una distribución homogénea de las mismas durante la amasada resulta más complicado. Por su parte, los hormigones reforzados únicamente con fibras 5D y con la combinación 5D-OL, alcanzaron las características mínimas necesarias para ser considerados autocompactantes clasificándose ambos como VS1-SF 1, según la instrucción EHE-08 [10].

Con el fin de obtener las características mecánicas de los diferentes hormigones estudiados, se realizaron los ensayos EN 12390-3, EN12390-6 y EN 12390-13 para obtener la resistencia a compresión, resistencia a tracción y el módulo de elasticidad, respectivamente. La resistencia a compresión se obtuvo ensayando tres probetas cilíndricas para cada tipo de hormigón y la media de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 4.

Investigaciones previas muestran que la presencia de fibras no influye considerablemente en la resistencia a compresión, más al contrario con elevados volúmenes de fibras estas pueden afectar negativamente en esta propiedad. Sin embargo, a pesar de que el contenido

de fibras empleado (0,89%) puede considerarse elevado, todas las resistencias alcanzadas superan la del hormigón sin fibras.

Tabla 4. Resultados ensayos en estado fresco y características mecánicas.

Hormigón	Ensayo Escurrimiento		f_{cm} (MPa)	E (GPa)	f_{ct} (MPa)
	df (mm)	t_{500} (s)			
5D	660	3	63,8	33,9	7,69
OL	520	3	66,9	32,8	7,15
5D-OL	585	3	64,7	40,7	8,05

Para la obtención del módulo de elasticidad se repitió tres veces el mismo ensayo en una probeta cilíndrica correspondiente a cada una de las amasadas realizadas. La media de los valores obtenidos en el ensayo se presenta en la Tabla 5, donde se observa que el hormigón reforzado con la combinación de fibras 5D-OL presenta un módulo de elasticidad mucho más elevado que el resto, incluso que el hormigón simple de referencia.

El ensayo de tracción indirecta se realizó en dos probetas cilíndricas de cada tipo de hormigón y la media de las resistencias alcanzadas se presenta en la Tabla 5 donde se puede ver que la tensión de rotura de los hormigones se encuentra entre los 7,15 MPa y los 8,05 MPa para fibras OL y la combinación de fibras 5D-OL respectivamente, observando que, si bien el hormigón reforzado con fibras OL fue el que alcanzó la mayor resistencia a compresión, el mismo presenta un comportamiento contrario cuando es sometido a tracción indirecta. Como ya se ha comentado previamente, una de las principales ventajas del uso de fibras como refuerzo en el hormigón es que éstas incrementan su resistencia a tracción, en el caso particular de la presente investigación vemos que el incremento de resistencia está comprendido entre el 52,4% y el 71,6% con fibras OL y la combinación de fibras 5D-OL respectivamente.

Para poder comparar adecuadamente las mejoras en tracción, se realizaron ensayos de resistencia a la tracción por flexión, mediante el ensayo normalizados de la norma EN 14651 con tres probetas prismáticas para cada tipo de hormigón. Para el hormigón reforzado con fibras 5D se ensayó una cuarta probeta debido a la dispersión de los resultados obtenidos. En la Figura 2 se puede ver que la presencia de fibras 5D ocasiona dos superficies de fallo diferentes en el mismo hormigón, una siguiendo la dirección de la entalla realizada y otra desviándose de la misma. Esto se debe a principalmente a una mayor concentración de fibras que ocasiona el cambio de dirección. Una vez ensayadas las probetas se realizó el conteo de fibras en la superficie de fractura para obtener los coeficientes de orientación para cada uno de los diferentes tipos de fibras estudiados. Para el caso de las fibras 5D, se pudo evidenciar que las cargas más elevadas correspondientes a las superficies de fractura desviadas, corresponden también a los mayores coeficientes de orientación.

En las figuras 3, 4, 5, 6, 7 y 8 se muestran las curvas fuerza-abertura de fisura (CMOD) y las curvas fuerza-flecha de todos los ensayos y la media de todos los tipos de HRF

fabricados. Además, se realizaron conteos manuales de las fibras en las superficies de fractura para poder obtener el coeficiente de orientación y los resultados se muestran en la Tabla 5.

Como se mencionó anteriormente, en el caso de las fibras 5D, las cargas mayores corresponden a los coeficientes de orientación más elevados. Se ve claramente que la probeta 5D-P1 alcanza la mayor carga en el límite de proporcionalidad con un coeficiente de orientación de 0,48 mayor que el 0,42 y el 0,36 correspondientes a las probetas P4 y P3 respectivamente. Por otra parte, se observa que las fibras 5D permiten al hormigón alcanzar flechas mayores a los 13 mm, con importante resistencia residual.

Con relación a las fibras OL, se observa que éstas presentan un comportamiento menos disperso y cargas en el límite de proporcionalidad ligeramente inferiores que las fibras 5D. En la Figura 6, se puede ver que la máxima flecha alcanzada con las fibras OL es de alrededor de 10 mm como consecuencia de la longitud de las fibras de 13mm.



Figura 1. Ensayo UNE-EN 14651 hormigón con fibras 5D.

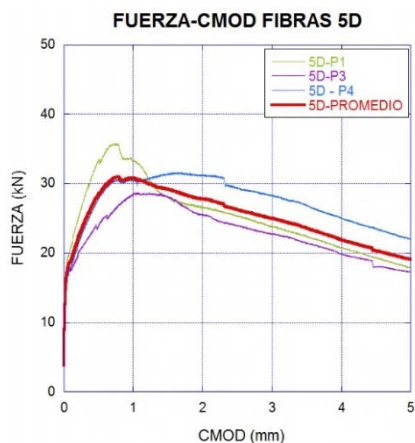


Figura 2. Curva FUERZA-CMOD fibras 5D

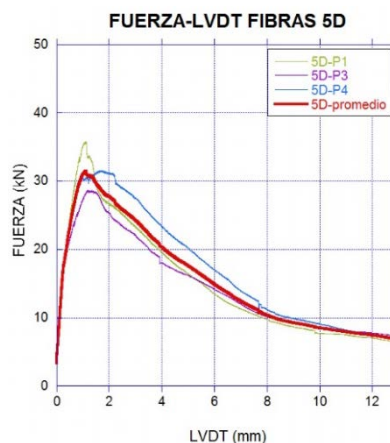


Figura 3. Curva FUERZA-LVDT fibras 5D

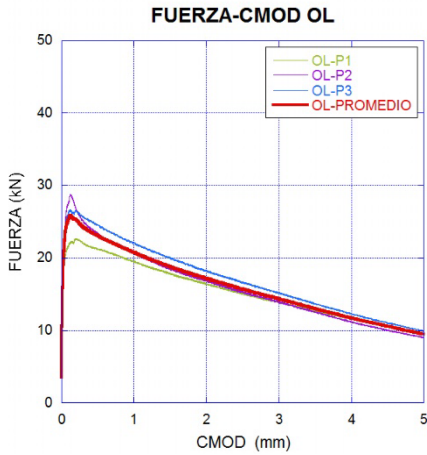


Figura 4. Curvas FUERZA-CMOD fibras OL

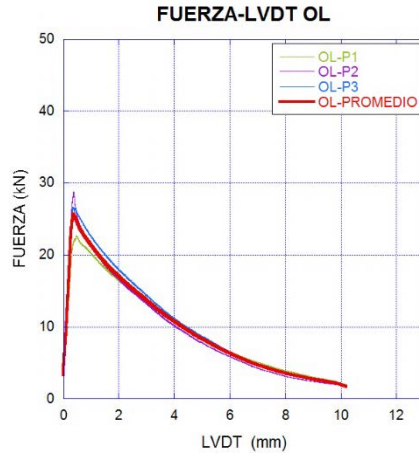


Figura 5. Curvas FUERZA-LVDT fibras OL

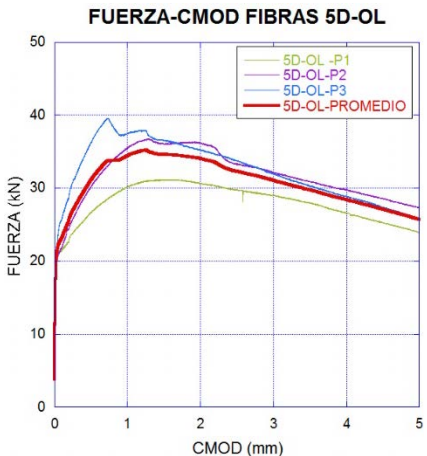


Figura 6. Curvas FUERZA-CMOD fibras 5D-OL

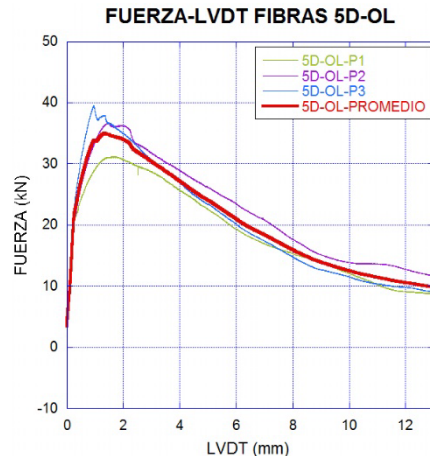


Figura 7. Curvas FUERZA-LVDT fibras 5D-OL

Si comparamos el uso de fibras 5D y OL por separado o combinadas (ver figuras 7 y 8) en iguales proporciones, se observa que juntas optimizan su comportamiento como refuerzo del hormigón, alcanzando mayores cargas pico y resistiendo cargas más elevadas para aperturas de fisura y flechas más grandes, lo que implica mayor absorción de energía antes de la rotura. Vemos además, que la combinación permite resistir una carga de 10 kN para una flecha de 13 mm, carga que no se alcanzó con ninguna de las fibras cuando fueron usadas por separado.

Para realizar un análisis más detallado en las figuras 9 y 10 se comparan las curvas promedio del hormigón reforzado con la combinación de fibras 5D-OL y la curva resultante

de sumar el 50% de la curva media de hormigón reforzado con fibras 5D más el 50% de la curva media del hormigón reforzado con fibras OL. Este procedimiento permite estimar las posibles sinergias de su utilización conjunta, si bien sería necesario contrastar los resultados fabricando las probetas correspondientes con 35 kg/m³ de cada tipo de fibras para seguir el procedimiento de la referencia [9]. En las figuras 9 y 10 se observa que la pendiente de la curva de descarga es muy similar, pero no fue así para la carga en el límite ni para la energía de fractura, optimizándose el comportamiento de estas fibras cuando se encuentran combinadas, probablemente por una mejora del factor de orientación.

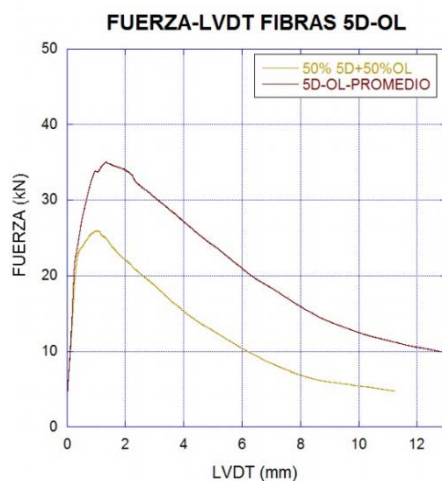
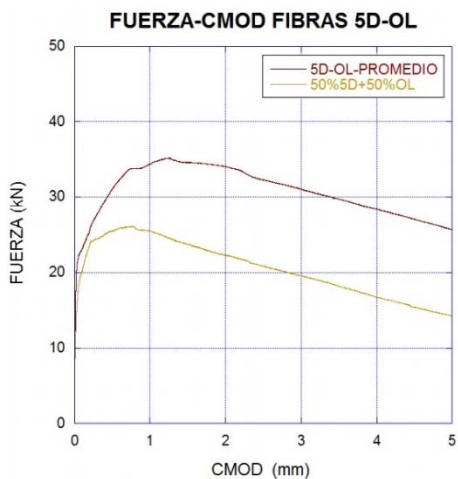


Figura 8. Curvas FUERZA-CMOD fibras 5D-OL Figura 9. Curvas FUERZA-LVDT fibras 5D-OL

Tabla 5. Coeficientes de orientación de las fibras

PROBETA	# FIBRAS TEÓRICO		# FIBRAS REAL		COEF. DE ORIENTACIÓN	
5D P-1	314		151		0,48	
5D P-2	314		265		0,84	
5D P-3	314		114		0,36	
5D P-4	314		133		0,42	
OL P-1	6374		1001		0,16	
OL P-2	6374		922		0,14	
OL P-3	6374		1037		0,16	
	5D	OL	5D	OL	5D	OL
5D-OL P-1	157	3187	78	417	0,5	0,13
5D-OL P-2	157	3187	102	425	0,65	0,13
5D-OL P-3	157	3187	110	477	0,7	0,15

La Tabla 5 muestra la mejora del coeficiente de orientación de las fibras 5D cuando se combinaron con fibras OL. La Figura 11 muestra la energía absorbida a diferentes valores de flecha alcanzados por las probetas ensayadas. Se observa que la combinación de las fibras optimiza su comportamiento absorbiendo mayor energía para iguales flechas.

Finalmente, en la Figura 12 se han incluido los valores medios de resistencia a la tracción por flexión. En la figura puede verse que la combinación de fibras 5D-OL presenta un comportamiento estable con menores variaciones de sus resistencias residuales. Cabe recalcar que tanto las fibras 5D como OL, independientes o combinadas, cumplen con los requisitos establecidos por la EHE-08 [10] para ser consideradas como refuerzo estructural.

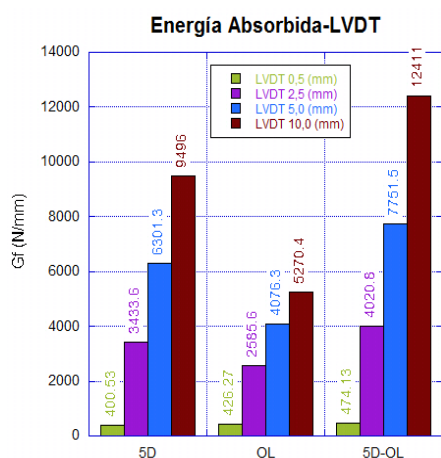


Figura 10 Energía absorbida para distintas flechas

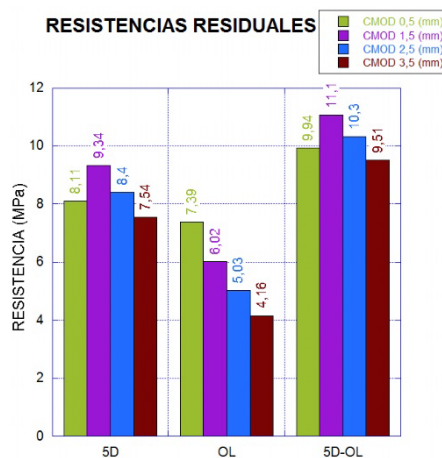


Figura 11 Resistencias Residuales

4.- CONCLUSIONES

Para una dosificación constante de fibras de 70 kg/m^3 , el hormigón en estado fresco mantuvo las propiedades autocompactantes, exceptuando el HRF únicamente con fibras OL las cuales impidieron que la mezcla alcanzara la autocompactabilidad.

A pesar de que el contenido de fibras de 0,89% en volumen puede considerarse elevado, este no tuvo un efecto negativo en la resistencia a compresión en ninguno de los hormigones. La resistencia a tracción indirecta se vio incrementada entre el 50 y 70% en función de las fibras utilizadas como refuerzo.

Analizando el comportamiento en los ensayos de resistencia a la tracción por flexión, todas las dosificaciones cumplieron con los requisitos estructurales de la EHE-08.

Se observó que los hormigones reforzados con fibras 5D presentaron dos superficies de fallo, una siguiendo la dirección de la entalla y otra una dirección diferente. Esto se produjo debido a una mayor concentración de fibras que ocasiona un cambio de dirección de la fisura. En los hormigones reforzados con fibras OL, la fisura siguió la dirección de la entalla hasta el fallo.

Cuando se comparó el uso de fibras 5D y OL por separado y combinadas en iguales proporciones, se observó que juntas optimizaron el comportamiento como refuerzo del hormigón, proporcionando al material resistencias residuales a tracción significativamente mayores.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Economía, Industria y Competitividad la financiación del trabajo mediante el proyecto del Plan Estatal BIA 2016-78742-C2-2-R.

REFERENCIAS

- [1] M. G. Alberti, "Polyolefin fibre-reinforced concrete: from material behaviour to numerical and design considerations". Universidad Politécnica Madrid, 2015.
- [2] M. di Prisco, M. Colombo and D. Dozio, "Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation," *Structural Concrete*, vol. 14(4), pp. 342-361, 2013.
- [3] P. Serna, "Recientes ejemplos estructurales de aplicación de hormigón de fibras," *Monografía sobre aplicaciones estructurales de hormigones con fibras*, pp. 33-47, 2007.
- [4] M. G. Alberti, A. Enfedaque and J. Gálvez, "On the mechanical properties and fracture behavior of polyolefin fiber-reinforced self-compacting concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 55, pp. 274-288, 2014.
- [5] M. Pająk and T. Ponikiewski, «Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers,» *Construction and Building Materials*, vol. 47, pp. 397-408, October 2013.
- [6] S. Yazici, G. Inan and V. Tabak, «Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC,» *Construction and Building Materials*, vol. 21, pp. 1250-1253, 2007.
- [7] M. Cunha Victor, M. Sena-Cruz José and A. Barros Joaquim, «Pullout behaviour of hooked-end steel fibres in self-compacting concrete,» Report 07-DEC/E06, 2007.
- [8] M. G. Alberti, A. Enfedaque, J. C. Gálvez and A. Ferreras, "Pull-out behaviour and interface critical parameters of polyolefin fibres embedded in mortar and self-compacting concrete matrixes," *Construction & Building Materials* vol. 112, pp. 607-622, 2016.
- [9] M. G. Alberti, A. Enfedaque, J. C. Gálvez, M. F. Cánovas and I. R. Osorio, "Polyolefin fiber-reinforced concrete enhanced with steel-hooked fibers in low proportions," *Materials & Design*, vol. 60, pp. 57-65, 2014.
- [10] EHE-08, Spanish Structural Concrete Code, Spanish Minister of Public Works, 2008.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Estratégias de mitigação da retração em betões auto-compactáveis

Miguel José Oliveira ⁽¹⁾, António Bettencourt Ribeiro ⁽²⁾ e Fernando Garrido Branco ⁽³⁾

⁽¹⁾ CEPAC, Universidade do Algarve, Faro, Portugal.

⁽²⁾ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

⁽³⁾ INESC Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5191>

RESUMO

O betão auto-compactável (BAC) apresenta propriedades especiais, que justificam a sua preferência em muitas aplicações. No entanto, são conhecidos vários casos de comportamento inadequado, devido principalmente ao comportamento deficiente deste material durante o processo de hidratação e secagem. A retração tem uma importância significativa na conceção, dimensionamento, processo construtivo e comportamento em serviço das estruturas de betão. As exigências normativas não consideram de forma adequada a influência dos fatores existentes. Além disso, a possibilidade de utilização de novos materiais limita fortemente a aplicação do conhecimento existente. De modo a contribuir para a resolução de uma das principais desvantagens deste material – a sua elevada retração, foi realizada uma campanha de ensaios, tendo em vista a avaliação dessa propriedade. Foi dada especial importância à utilização de adjuvantes redutores de retração e adições expansivas. Com base nos resultados obtidos foi possível avaliar a eficiência da utilização desses materiais. Obtiveram-se melhoramentos que permitiram formular uma hierarquização das estratégias de mitigação utilizadas.

PALAVRAS-CHAVE: BAC; Retração; Adjuvante redutor de retração, Adições expansivas, Efeito combinado.

1.- INTRODUÇÃO

Grande parte dos avanços verificados nos últimos anos na tecnologia do betão prendem-se com o uso de betões com muito baixas razões água/ligante (A/L). Nestes betões a retração torna-se um fator dominante para o controlo da fissuração. Em geral, os betões auto-compactáveis (BAC), devido à utilização de menores dosagens de agregado grosso e de maiores dosagens de ligante hidráulico, que consomem água na hidratação, também são incluídos neste mesmo grupo de betões.

Com o objetivo de minimizar a retração foram nas duas últimas décadas utilizados com sucesso adjuvantes redutores de retração (ARR) [1, 2]. De modo a aumentar a redução da retração, Ribeiro et al. [3] testaram com sucesso o efeito cumulativo resultante do uso de dois ARR. Nos últimos anos, tendo em consideração as limitações na eficiência do uso dos ARR como agente único de redução da retração, foi testado com sucesso o efeito combinado do uso de ARR e adições expansivas (AE). Em toda a bibliografia consultada é reportado um efeito sinérgico resultante do uso combinado [4, 5]. Oliveira et al. [6] além de confirmarem a vantagem do uso combinado dos ARR com AE, sugerem a possibilidade de formular composições com uma retração programada.

No presente estudo testou-se o uso de ARR e AE (individual e combinado) num BAC com resistência à compressão de nível intermédio ($BAC \pm R$), ou seja, não sendo a resistência muito elevada, que requereria o uso de razões A/L muito baixas, onde a necessidade de controle da retração é mais premente, apresenta ainda assim valores de A/L baixos, mas com resistência à compressão mais próxima das exigências correntes, cerca de 45 MPa aos 28 dias. Os resultados obtidos permitiram documentar a eficácia e limitações das soluções ensaiadas.

2.- MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo foram ensaiadas 6 composições de betão diferentes. A preparação dos provetes (40 mm × 40 mm × 160 mm) foi realizada numa sala com a temperatura de 20 ± 2 °C e uma humidade relativa de $55 \pm 5\%$, seguindo a norma NP EN 196-1, com as necessárias adaptações face à dimensão dos agregados e às proporções das misturas, naturalmente diferentes das indicadas na NP EN 196 -1. Devido à natureza muito fluida das misturas (BAC) os provetes não foram compactados mecanicamente. A desmoldagem realizou-se passadas 16 horas. Este período de tempo foi definido como o mínimo necessário para que o desenvolvimento da resistência se situasse entre 2 e 5 MPa, no sentido de prevenir a ocorrência de danos no provete durante a desmoldagem. Após a remoção dos moldes foram aplicadas 3 condições de cura aos provetes:

- sem período complementar de cura, colocando os provetes expostos ao ar da sala do laboratório;
- cura até ao instante em que o betão alcança cerca de 50% da resistência média aos 28 dias;
- cura até ao instante em que o betão alcança cerca de 70% da resistência média aos 28 dias.

Para estas 2 últimas condições, o período complementar de cura, após remoção dos moldes, correspondeu a selagem com um filme plástico durante, respetivamente, 2 ou 5 dias. Para efeitos comparativos foram ainda ensaiados provetes que após a desmoldagem foram imersos em água ou permanentemente selados, estes últimos para medição da retração autógena. Para a medição da variação dos comprimentos dos provetes seguiu-se o procedimento descrito na Especificação do LNEC E398-1993. Foram efetuadas leituras através de um equipamento dotado de um defletómetro, com uma sensibilidade de 1 µm. A estabilidade do medidor foi verificada antes de cada leitura através do uso de barras comparadoras. Foram efetuadas medições de comprimentos dos provetes no momento da desmoldagem, seguindo-se leituras aos 1, 2, 5, 7, 14, 28 dias e aos 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9 meses.

Os provetes foram preparados com cimento Portland CEM II/A-L 42,5 R, de acordo com a NP EN 197-1, cinzas volantes de Compostilha em Espanha (quadro 1), areia de rio e brita calcária, agregados obtidos no Algarve, Portugal (quadro 2), água potável da rede pública de Faro, dois adjuvantes redutores de retração (ARR), um superplastificante (SP) e uma adição expansiva (AE) (quadro 3).

Quadro 1. Propriedades do cimento e da cinza volante.

Propriedade	Cimento	Cinza volante
Finura (Blaine) (cm ² /g)	4520	4288
Massa volúmica (kg/m ³)	3050	2330

Quadro 2. Propriedades dos agregados.

Propriedade	Areia	Brita
Dimensões das partículas (mm)	0.125-1	8-12.5
Massa volúmica do material seco (kg/m ³)	2660	2620

Quadro 3. Propriedades dos adjuvantes.

Tipo	Estado	Densidade	Componente principal	Dosagem recomendada
SP - Superplastificante	Líquido	1.06	Éter policarboxílico	1 - 1,7 kg por 100 kg de material fino
ARR I - Redutor de retração	Líquido	0.98	Poliglicol	5 a 7,5 l/ m ³
ARR II - Redutor de retração	Líquido	1.01	Alquil-éteres	Entre 0,5% e 2% da massa do cimento
AE - Expansivo	Sólido (pó)	3.09	Clinker rico em cal livre	20 a 25 kg/m ³

No quadro 4 apresentam-se as composições ensaiadas. A mistura de referência (Ref) não contém ARR nem AE. Nas restantes misturas foram usados produtos para minimizar a retração. Os dois ARR foram utilizados individualmente e em simultâneo. Duas destas composições incorporam a adição expansiva em dosagens diferentes (+20 AE, +30 AE). A quantidade de superplastificante foi ajustada para manter constante a razão água/pó, sendo a dosagem de pó a soma das dosagens de cimento e cinzas, e o espalhamento (680 a 700 mm). Para manter esta trabalhabilidade foram necessárias pequenas variações nas quantidades de pó e água, as quais foram consideradas insignificantes devido ao seu baixo valor.

No quadro 5 apresentam-se algumas características da composição Ref no estado fresco e endurecido (ver também a figura 1). As restantes misturas registaram um espalhamento compreendido entre os 680 e 700 mm.

Quadro 4. Composições ensaiadas.

	Ref	ARR I	ARR II	ARR (I+II)	ARR (I+II) + 20AE	ARR (I+II) + 30 AE
kg/m ³						
Cimento	283.0	281.0	281.6	279.8	277.6	276.4
Cinzas	171.8	170.6	171.0	169.8	168.5	167.8
Areia	773.8	768.5	770.1	765.1	759.0	755.8
Brita	763.8	758.6	760.2	755.2	749.3	746.1
AE					19.5	29.2
l/m ³						
SP	9.4	8.2	8.2	6.9	8.1	9.0
ARR I		7.4		7.3	7.3	7.3
ARR II			5.6	5.5	5.5	5.5
Água	193.9	192.6	193.0	191.7	190.2	189.4
Razão água/pó	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426

Quadro 5. Propriedades da composição Ref.

<i>Auto-compactibilidade</i>		<i>Resistência à compressão [MPa]</i>		
<i>Método</i>	<i>Ref</i>	<i>Dias</i>	<i>Resistência (3 provetes)</i>	<i>Desvio padrão</i>
Espalhamento (EN 12350-8)	680 mm SF2	1	19	1.7
Escoamento (EN 12350-9)	19 s VF2	7	31	2.3
Caixa L (EN12350-10)	0.85 PA2	28	46	1.8



Figura 1. Auto-compactibilidade da mistura Ref, (a) - Ensaio de espalhamento; b) - pormenor do bordo do ensaio de espalhamento e c) - Ensaio na caixa L

3.- RESULTADOS

3.1.- Apresentação de resultados

Os resultados seguintes sobre a variação dimensional das misturas, apresentados na forma de gráficos, foram obtidos a partir da média das medições realizadas em: 4 provetes para a

retração autógena; 2 provetes na condição de imersão e 7 provetes para a retração total. De modo a facilitar a análise, os gráficos incluem a dispersão de resultados, sendo as curvas contínuas relativas aos valores médios e as curvas a tracejado os valores médios acrescidos ou diminuídos de um desvio padrão. As figuras 2 a 7 apresentam a evolução da retração registada até aos 9 meses de idade para as diferentes composições ensaiadas.

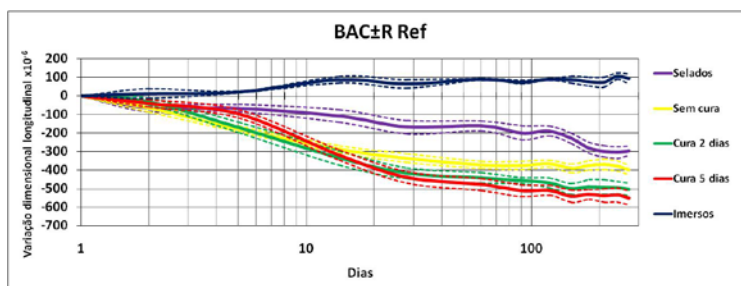


Figura 2. Variação dimensional longitudinal da composição Ref

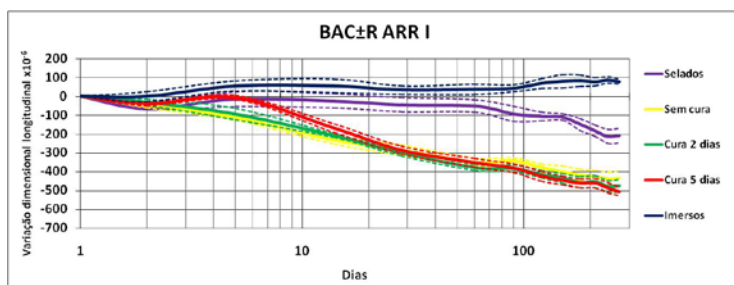


Figura 3. Variação dimensional longitudinal da composição ARR I

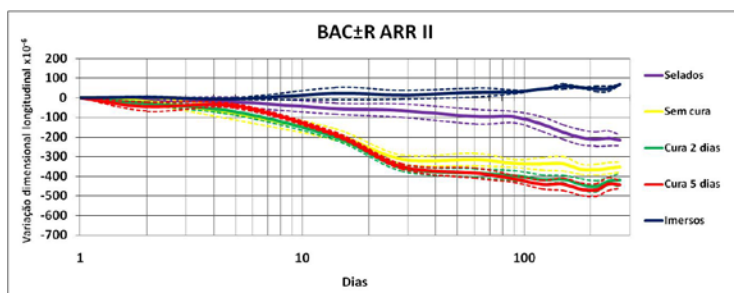


Figura 4. Variação dimensional longitudinal da composição ARR II

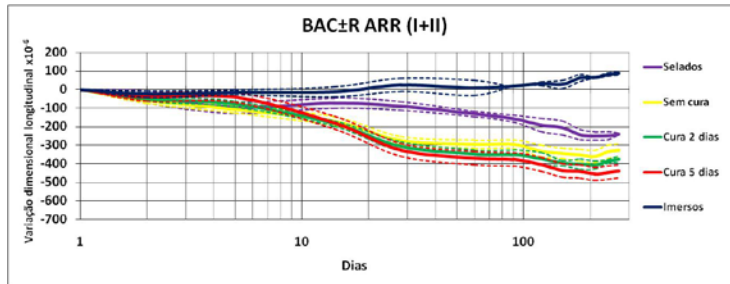


Figura 5. Variação dimensional longitudinal da composição ARR (I+II)

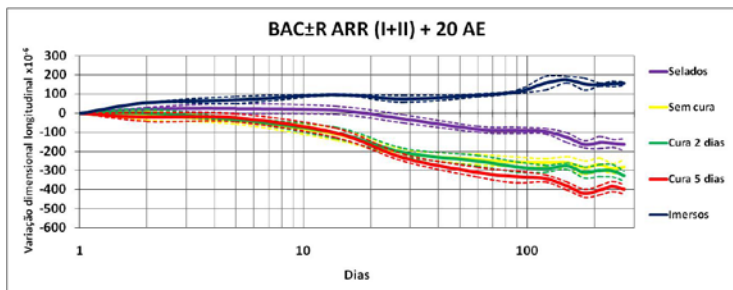


Figura 6. Variação dimensional longitudinal da composição ARR (I+II) + 20 AE

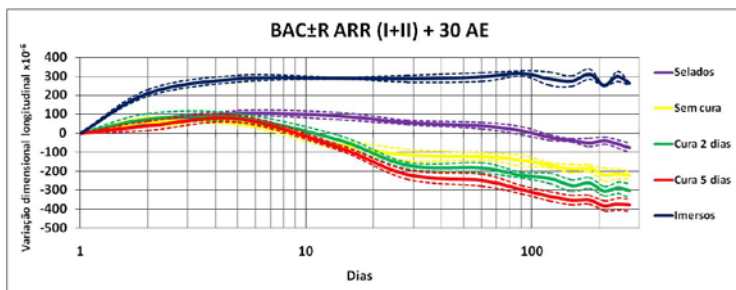


Figura 7. Variação dimensional longitudinal da composição ARR (I+II) + 30 AE

3.2.- Análise de resultados

3.2.1.- Efeito na retração total nos provetes sem cura

A figura 8 apresenta o efeito dos ARR na redução da retração total. Nesta figura, é visível uma redução nas primeiras idades. A longo prazo a redução é menor.

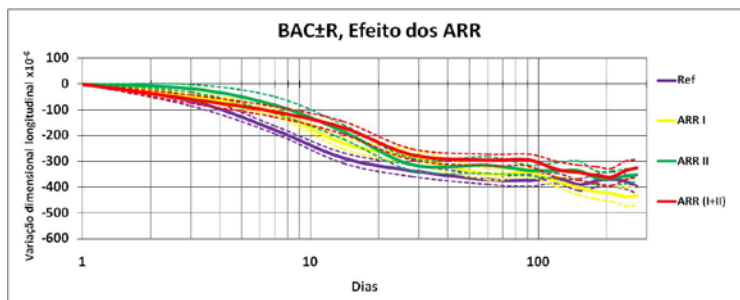


Figura 8. Efeito dos ARR na retração total dos provetes sem cura

Na figura 9 apresenta-se o efeito de diferentes dosagens da AE na retração total dos provetes sem cura. Observa-se uma redução substancial em todas as idades. A composição que utiliza 30 kg/m^3 da AE apresenta uma expansão inicial relevante. A utilização de dosagens superiores da AE, nos provetes sem cura, apresenta melhoramentos em todas as idades. Estes resultados estão em concordância com a bibliografia revista [6].

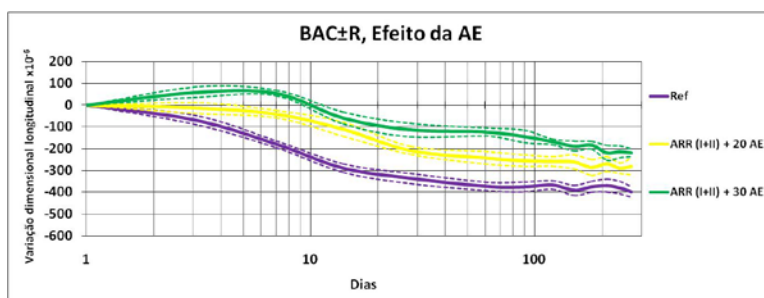


Figura 9. Efeito dos ARR juntamente com a AE na retração total dos provetes sem cura

Apresenta-se, na figura 10, a comparação do efeito do uso dos ARR com o uso dos ARR juntamente com a AE, nos provetes sem cura. Salienta-se a eficiência do uso combinado ARR com AE.

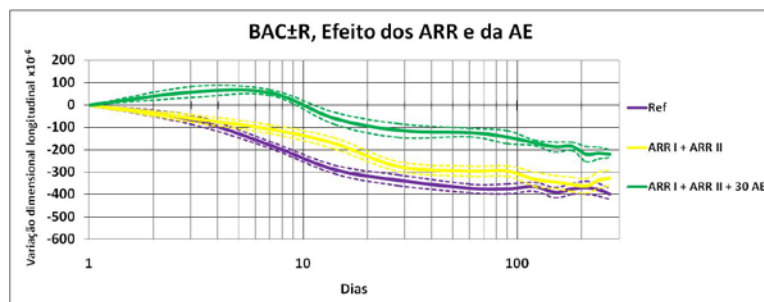


Figura 10. Efeito dos ARR e dos ARR com AE na retração total dos provetes sem cura

3.2.2.- Mitigação na retração total nos provetes com cura

Para ilustrar a redução da retração devida aos ARR e ao AE nos provetes com cura, escolheu-se o período de cura de 5 dias, uma vez que não existem diferenças significativas para os resultados nos provetes com cura de 3 dias.

O efeito dos ARR nos provetes submetidos a um período de cura de 5 dias é apresentado na figura 11. Verifica-se uma redução significativa na retração total para ambos ARR. A utilização conjunta dos dois ARR apresenta apenas um benefício marginal aos 9 meses, quando comparada com o uso individual.

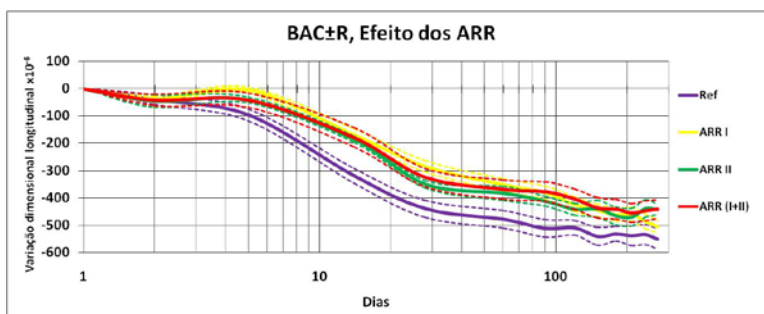


Figura 11. Efeito dos ARR na retração total dos provetes com cura de 5 dias

A figura 12 apresenta o efeito da utilização conjunta dos dois ARR e da AE na retração total dos provetes com cura de 5 dias. A utilização das dosagens de 20 ou 30 kg/m³ de AE apresentaram comportamentos pouco diferenciados. Salienta-se a expansão inicial da composição que contém os 30kg/m³. Esta figura 12 ilustra bem a significativa redução da retração propiciada pelos adjuvantes e pelo expansivo que ocorre nas primeiras idades, altura crítica para a ocorrência de fissuração. Por exemplo, aos 20 dias, a mistura de referência apresenta uma retração de cerca de 400x10⁻⁶, sendo a contração das outras duas misturas inferior a 200x10⁻⁶, ou seja, uma redução superior a 50%.

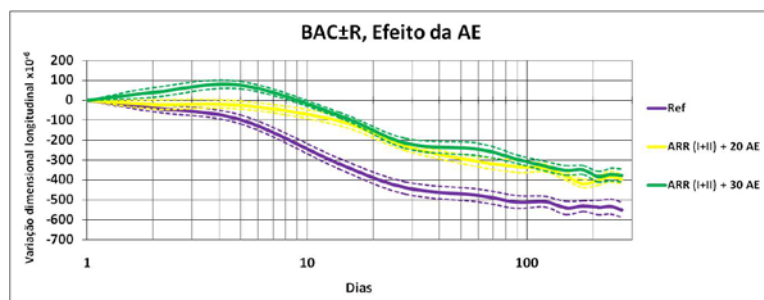


Figura 12. Efeito dos ARR com a AE na retração total dos provetes com cura de 5 dias

Na figura 13 é comparada a ação dos ARR e da mistura dos ARR com a AE na retração total dos provetes com cura de 5 dias. Quer nas primeiras idades quer a longo prazo verificam-se dois patamares de eficiência (nível 1 - apenas ARR e nível 2 - ARR

juntamente com a AE). Este efeito dos ARR e da mistura dos ARR com AE nestes provetes com cura é comparável ao obtido nos provetes sem cura, resultados apresentados na figura 10.

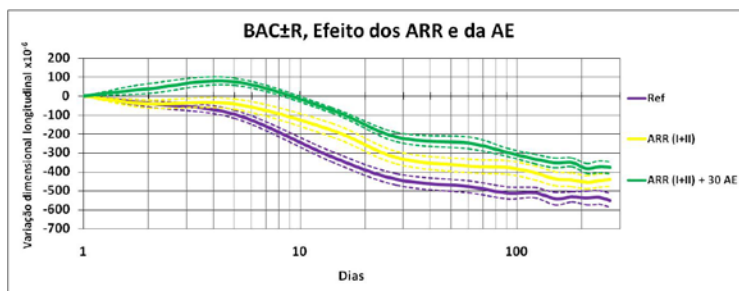


Figura 13. Efeito dos ARR e dos ARR com AE na retração total dos provetes com cura de 5 dias

3.2.3.- Comentários complementares

Conforme esperado, registaram-se expansões para todos os provetes submetidos à imersão em água. Nestes provetes, a utilização de 20 kg/m^3 de AE provoca uma expansão a longo prazo ligeiramente superior à verificada na composição de referência. Porém, a utilização de 30 kg/m^3 apresenta uma expansão nas primeiras idades de aproximadamente 300×10^{-6} (Fig. 7) suscetível de poder provocar efeitos nocivos em estruturas em contacto com ambientes com humidade elevada.

Analisando o efeito dos ARR na retração autógena (Figuras 2 a 7), verifica-se que a utilização dos ARR provoca uma tendência de redução da retração em todas as idades. Entre os dois adjuvantes redutores de retração, foi o ARR I que manifestou uma melhor eficiência. Nestes betões de resistência à compressão corrente, o efeito cumulativo devido ao uso simultâneo dos dois ARR não foi significativo. No entanto, realça-se a eficiência do uso combinado de ARR e AE (Figuras 6 e 7).

No que respeita ao efeito da cura dos provetes na retração total, verifica-se um atraso favorável no desenvolvimento da retração nos provetes submetidos à cura nas primeiras idades. No entanto, a longo prazo, os provetes submetidos à cura apresentaram maiores retrações (Figuras 2 a 7). Em [7] é discutido este fenómeno podendo ser atribuível ao refinamento da estrutura porosa dos provetes submetidos à cura.

4.- CONCLUSÕES

Neste estudo foi analisada a eficiência de adjuvantes redutores de retração e de um agente expansivo na mitigação da retração. Os resultados obtidos são, em geral, concordantes com o referido na bibliografia consultada.

Para BAC com razões água/ligante mais correntes, como a usada neste trabalho, cerca de 0,43, que, devido ao uso de adições correspondem normalmente a razões água/cimento

mais elevadas, sugerem-se 3 níveis de atuação, com eficiência crescente, para a mitigação da retração:

- Nível 1 – Utilização de ARR.
- Nível 2 – Uso combinado ARR e AE, com dosagens baixas de AE, até cerca de 20 kg/m³.
- Nível 3 – Uso combinado ARR e AE por formulação específica de composições através de estudo experimental e recorrendo ao conceito de retração programada, com salvaguarda do eventual uso deletério em ambientes de humidade elevada.

REFERÊNCIAS

- [1] Folliard KJ, Berke NS, “Properties of high-performance concrete containing shrinkage-reducing admixtures”, *Cem Concr Res* (1997) 27:1357-64.
- [2] Rongbing B, Jian S., “Synthesis and evaluation of shrinkage-reducing admixture for cementitious materials”, *Cem Concr Res* (2005) 35:445-8.
- [3] Ribeiro, A.B., Carrajola, A., Gonçalves, A. And Branco, F., “Effect of the synergy of two shrinkage reducing admixtures”, *International RILEM Conferences on “Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation”*, Denmark, Lyngby, (2006) 223-30.
- [4] Maltese C., Pistolesi C., Lolli A., Bravo A., Cerulli T., Salvioni D., “Combined effect of expansive and shrinkage reducing admixtures to obtain stable and durable mortars”. *Cem Concr Res* (2005) 35:2244-51.
- [5] Meddah MS, Szuki M, Sato R, “Influence of a combination of expansive and shrinkage-reducing admixture on autogenous deformation and self-stress of silica fume high-performance concrete”, *Constr Build Mater* (2011) 25 (1): 239-50.
- [6] Oliveira M, Bettencourt A, Branco FG, “Combined effect of expansive and shrinkage reducing admixtures to control autogenous shrinkage in self-compacting concrete”, *Const Build Mater* (2014) 52:267-75.
- [7] Oliveira M, Bettencourt A, Branco FG, “Curing effect in the shrinkage of a lower strength self-compacting concrete”, *Const Build Mater* (2015) 93:1206-15.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Betão autocompactável produzido com resíduo agroindustrial

Juliana Moretti ⁽¹⁾, Sandra Nunes ⁽²⁾ e Almir Sales ⁽³⁾

⁽¹⁾⁽³⁾ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, Via Washington Luís, km 235, São Carlos, SP 13565-905, Brasil

⁽²⁾ Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, CONSTRUCT, Porto, Portugal

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5335>

RESUMO

A cinza que resulta da queima do bagaço da cana-de-açúcar (ACBC) é um resíduo agroindustrial gerado em larga escala no Brasil. Como alternativa de aplicação desse material, neste trabalho foi desenvolvido um betão auto-compactável (BAC) com a incorporação da ACBC. O programa experimental foi realizado segundo um plano fatorial em argamassas para otimizar a composição da pasta, que posteriormente foi verificada ao nível do betão. Foram adotados quatro parâmetros da mistura como variáveis independentes, nomeadamente, as relações água/cimento, água/finos, superplastificante/finos e ACBC/cimento. Após a definição das composições, diversas misturas de argamassa foram produzidas e realizaram-se os seguintes testes: espalhamento, fluidez, resistividade elétrica, resistência à compressão e porosidade acessível à água. Através de uma análise de regressão multilinear foram ajustados modelos numéricos aos dados experimentais. Por fim, foi possível otimizar uma mistura visando maximizar o teor de ACBC e atender aos requisitos de autocompactabilidade e durabilidade. Após essa etapa, foi produzido e caracterizado um BAC mantendo a composição da pasta. Por meio dos resultados obtidos pode-se concluir que a ACBC possui potencial para ser incorporada na fração dos finos na produção de BAC.

PALAVRAS-CHAVE: cinza do bagaço da cana-de-açúcar, resíduo agroindustrial, betão autocompactável, plano fatorial.

1.- INTRODUÇÃO

O Brasil é o maior produtor mundial no setor sucroalcooleiro e, dentre os principais resíduos gerados no processamento da cana-de-açúcar, destaca-se o bagaço. Esse resíduo é utilizado como biomassa para a geração de energia. Após a queima do bagaço, gera-se a cinza leve e cinza pesada. A cinza leve se acumula nos filtros das caldeiras e a cinza pesada, nomeada por Almeida et al. [1] como areia de cinza do bagaço da cana-de-açúcar (ACBC) é proveniente do fundo da caldeira. O manejo desses resíduos é um problema

enfrentado pelos administradores das usinas. Uma alternativa para a aplicação desse resíduo é a sua incorporação no betão autocompactável (BAC).

Akram et al. [2] avaliaram o custo e o potencial de aplicação da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como modificador de viscosidade em comparação com um modificador de viscosidade comercial. Os autores concluíram que o custo do BAC produzido com cinza é 35% menor que o BAC produzido com um modificador de viscosidade comercial, mas, das vinte misturas testadas, apenas cinco satisfizeram os requisitos no estado fresco segundo as recomendações da EFNARC.

Sua-iam & Makul [3] utilizaram a cinza do bagaço da cana-de-açúcar em substituição parcial da areia (10%, 20%, 40% e 60% em volume) na produção de BAC. O incremento do uso da cinza levou a um aumento no teor de água necessário para manter a trabalhabilidade das misturas.

Noutro estudo, Sua-iam & Makul [4] substituíram a areia convencional pela ACBC, pelo pó de calcário e pela combinação de ACBC + pó de calcário em teores variando de 10% a 100% (em volume) para a produção de BAC. Os autores verificaram que as misturas produzidas com o uso conjunto de 20% de ACBC + 20% de pó de calcário satisfizeram os requisitos da EFNARC e apresentam melhores propriedades que o BAC de referência (sem resíduos).

O BAC deve atender aos requisitos de autocompactabilidade, resistência e durabilidade. Portanto, o proporcionamento adequado dos materiais é uma etapa muito importante para garantir esses requisitos. Todos os trabalhos mencionados acima [2]–[4] utilizaram um método baseado em tentativa-erro para dosear os betões, obtendo assim, poucas alternativas de composições. Uma maneira mais eficiente para o estudo do BAC é com o recurso a planos fatoriais [5]–[10]. Por meio deste método é possível variar diversos parâmetros da dosagem, simultaneamente, e verificar o efeito desses parâmetros e das suas interações no comportamento do material. Os resultados são analisados através de ferramentas estatísticas resultando em conclusões objetivas. Permite também desenvolver um modelo numérico empírico para expressar a relação entre os parâmetros de dosagem e a resposta do material [11]. Por meio dessa metodologia é possível explorar uma gama alargada de misturas com uma quantidade relativamente reduzida de experimentos.

O objetivo deste estudo consiste em explorar o potencial de utilização da ACBC como material fino em BAC através do desenvolvimento de um plano fatorial, ao nível de argamassa.

2.- PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

O presente trabalho foi desenvolvido em duas etapas. Primeiramente foi desenvolvido um planejamento fatorial em argamassas, com o intuito de otimizar a composição da pasta. A otimização visou maximizar o teor de ACBC e garantir as características de autocompactabilidade e durabilidade. Após a obtenção da pasta otimizada, foi produzido e caracterizado um betão autocompactável mantendo a composição da pasta.

2.1.- Materiais

Os principais materiais utilizados no desenvolvimento deste trabalho foram: areia de cinza do bagaço da cana-de-açúcar (ACBC), areia normalizada (CEN EN 191-1:2006), areia fina, areia média, brita, cimento Portland tipo I 42,5R (NP EN 197-1:2001), fíler calcário Betocarb® HP, superplastificante (Sp) Sika® ViscoCrete® 3005 e água.

A ACBC foi coletada das caldeiras de uma usina sucroalcooleira brasileira e moída em laboratório. Esse material é composto por 91% de SiO₂ e apresenta uma estrutura predominantemente cristalina [12]. A distribuição granulométrica dos materiais utilizados pode ser visualizada na Figura 1 e as características físicas estão apresentadas na Tabela 1.

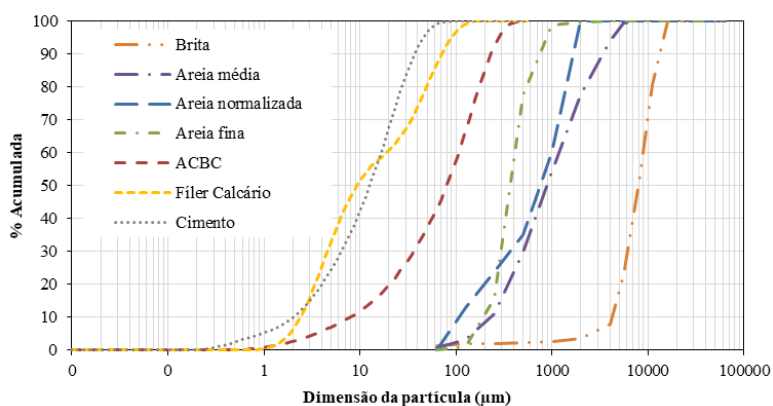


Figura 1- Distribuição granulométrica dos materiais.

Tabela 1 – Características físicas dos materiais.

	<i>Cimento</i>	<i>ACBC</i>	<i>Fíler Calcario</i>	<i>Areia Norm.</i>	<i>Areia fina</i>	<i>Areia Média</i>	<i>Brita</i>
Massa volúmica (kg/m ³)	3080	2690	2700	2630	2660	2660	2630
Absorção de água (%)	-	-	-	0,30	0,02	0,03	0,54

Segundo informações do fornecedor, o Viscocrete 3005 apresenta as seguintes características: massa específica de 1,05 g/cm³, teor de sólidos de 26% ± 1,3%, teor de cloretos <0,1%, e pH 4 ± 1.

2.2.- Planejamento das experiências ao nível da argamassa

Neste estudo foi utilizado um plano fatorial aumentado (“Central Composite Design”- CCD, na designação inglesa) constituído por $2^4 = 16$ pontos fatoriais (Fi), ao qual se acrescentaram 8 pontos axiais (CCi) e 6 pontos centrais (Ci), para avaliar o erro experimental. O efeito das variáveis independentes foi avaliado em cinco níveis: $-\alpha$, -1, 0, +1, + α , sendo $\alpha = 2$ [11]. Como variáveis independentes selecionaram-se: V_a/V_f (relação volume de água/volume de finos) variando de 0,75 a 1,05; a/c (relação água/cimento, em massa) variando de 0,35 a 0,55; Sp/f (relação superplastificante/total de finos, em massa) variando de 0,45% a 0,85% e $ACBC/c$ (relação ACBC/cimento, em massa) variando de 0% a 30%. A relação volume de areia/volume de argamassa (V_a/V_{arg}) foi mantida igual a 0,475 para todas as misturas. Na Tabela 2 apresentam-se todas as experiências previstas no plano experimental.

Tabela 2 – Plano fatorial aumentado (variáveis em valores codificados).

	Ci*	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14	F15	F16	CC1	CC2	CC3	CC4	CC5	CC6	CC7	CC8
V_a/V_f	0	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-2	2	0	0	0	0	0	0
a/c	0	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	0	0	-2	2	0	0	0	0
Sp/f	0	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	0	0	0	0	-2	2	0	0
$ACB/C/c$	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-2	2

* foram realizadas 6 experiências com a mistura correspondente ao ponto central

2.3.- Ensaios realizados

As argamassas foram produzidas em uma argamassadeira mecânica em bateladas de 1,6 litros. Após a mistura foram realizados os testes de funil-V [13], espalhamento (flow) [13] e foram moldadas 5 amostras prismáticas (40 mm x 40 mm x 160 mm) e 3 cilíndricas (\varnothing 50 mm, h= 30 mm). As amostras foram desmoldadas 24 horas após a moldagem e mantidas em cura imersa até o dia do teste. No estado endurecido foram realizados os seguintes testes: resistividade elétrica, resistência à compressão (fcm) [14] e porosidade acessível a água, todos na idade de 28 dias.

O betão foi produzido em uma betoneira de eixo vertical em batelada de 50 litros. Após a mistura foram realizados os testes de segregação [15], anel J [16], espalhamento (flow) [17] e funil-V [18] e, finalmente, moldaram-se provetes para caracterização do betão no estado endurecido. Os provetes foram desmoldados 24 horas após a moldagem e mantidos em cura imersa até a data de teste. No estado endurecido foram realizados os seguintes testes: resistividade elétrica (sonda Wenner), resistência à compressão (fcm) [19], módulo de elasticidade [20], penetração de cloretos [21] e absorção de água por capilaridade [22].

3.- ANÁLISE DOS RESULTADOS E OTIMIZAÇÃO

3.1.- Resultados obtidos ao nível da argamassa

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nas argamassas ao nível da argamassa estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios realizados nas argamassas.

<i>Ref.</i>	<i>Flow (mm)</i>	<i>V-funil (s)</i>	<i>Resis. (Ω.m)</i>	<i>Fcm (MPa)</i>	<i>Poros. (%)</i>	<i>Ref.</i>	<i>Flow (mm)</i>	<i>V-funil (s)</i>	<i>Resis. (Ω.m)</i>	<i>Fcm (MPa)</i>	<i>Poros. (%)</i>
C1	240	5,0	38,2	62,0	18,1	F10	203	4,8	42,1	64,0	18,1
C2	257	4,5	36,8	60,8	18,5	F11	230	5,6	36,8	56,9	17,9
C3	264	3,9	38,2	62,4	18,5	F12	248	3,6	33,4	54,3	19,2
C4	255	4,8	38,7	62,6	18,1	F13	214	8,2	45,2	67,6	16,9
C5	253	4,5	39,6	61,8	18,3	F14	266	3,8	40,7	67,4	17,9
C6	248	5,0	38,4	61,9	18,1	F15	318	4,5	36,7	59,7	16,9
F1	160	12,5	46,3	69,2	17,0	F16	327	2,6	34,2	57,3	16,6
F2	202	4,3	39,0	65,1	19,0	CC1	229	8,8	42,3	61,6	16,9
F3	250	5,4	35,1	56,7	17,8	CC2	270	2,8	35,4	61,4	18,9
F4	253	3,3	32,1	56,9	19,3	CC3	153	10,7	46,1	76,8	17,3
F5	241	7,3	45,5	69,8	16,7	CC4	326	3,1	32,3	54,0	17,3
F6	254	4,4	40,0	67,0	18,3	CC5	168	7,5	38,3	59,4	18,2
F7	316	4,5	37,0	59,9	16,4	CC6	319	4,4	39,9	64,2	17,5
F8	319	3,0	33,4	58,6	17,7	CC7	248	4,7	37,7	62,9	18,6
F9	165	10,0	44,4	68,7	17,6	CC8	248	5,0	38,2	60,7	18,2

Os resultados de cada variável de resposta foram analisados por um software comercial [23]. Foram utilizadas análises de regressão e de variância (ANOVA) para selecionar os termos mais significativos, partindo de um modelo quadrático completo.

3.3.- Modelos ajustados

Os modelos ajustados para cada variável de resposta estão descritos na Tabela 3. A variável com uma influência mais significativa em todas as propriedades analisadas foi a a/c. No caso do tempo de escoamento no funil, Sp/f apresentou também uma influência muito significativa. A variável ACBC/c apresentou uma influência significativa apenas na resistência à compressão e porosidade. O aumento no teor de substituição do cimento pela ACBC leva a redução da resistência e aumento da porosidade. Esse resultado pode ser justificado pela baixa atividade pozolânica desse material [24]. Todos os modelos apresentam muito boa correlação ($R^2/R^2_{ajus} > 0,94$), sendo que apenas para a previsão da porosidade se obteve um R^2 um pouco mais baixo de 0,85.

Tabela 4 – Modelos ajustados (valores reais das variáveis independentes).

Variável de resposta	Modelo	Desvio Padrão	R ² / R ² _{ajus}
Flow (mm)	-1202,04 + 981,32Va/Vf+ 2427,71 a/c + 351,77Sp/f -1862,50Va/Vf x w/c	8,370	0,97/0,97
[V-funil (s)] ^{-0,5}	-1,406 + 0,902 Va/Vf + 1,132a/c + 1,436Sp/f - 0,912(Sp/f) ²	0,022	0,95/0,94
[Res. (Ω.m)] ^{-0,5}	0,0428 + 0,0521 Va/Vf + 0,159 a/c	0,002	0,95/0,95
Fcm (MPa)	82,289 -10,161 Va/Vf -417,817a/c + 10,446Sp/f -6,583 ACBC/c + 349,42 (a/c) ²	0,620	0,97/0,96
Porosidade (%)	-28,622 + 13,989 Va/Vf + 127,391 a/c + 21,258 Sp/f + 40,189 ACBC/c -100,500(a/c) ² - 46,00 Va/Vf x ACBC/c -56,50 a/c x Sp/f	0,190	0,85/0,81

3.3.- Argamassa otimizada

Os critérios adotados para otimizar a argamassa foram os seguintes: relação água/cimento igual 0,45, maximizar o teor de ACBC, garantir as propriedades de autocompactabilidade (mantendo o espalhamento de 250 a 260 mm e o tempo de funil de 6 a 8 s), maximizar a resistividade e minimizar a porosidade. Os parâmetros da mistura otimizada obtidos pelo modelo foram: Va/Vf = 0,761; Sp/f = 0,0074 e ACBC/c = 0,225. Os resultados previstos e resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5. Da análise desta tabela pode observar-se que a relação entre resultados previstos/medidos se encontra muito próximo de 1,0.

Tabela 5 – Resultados previstos e medidos para a argamassa otimizada

	Flow (mm)	V-funil (s)	Resistividade (Ohm.m)	fcm (MPa)	Porosidade (%)
Resultado previsto	260.00	8.00	42.13	63.55	17.08
95% IP mínimo*	239.48	6.27	39.92	61.17	16.20
95%IP máximo*	280.52	10.56	44.53	65.92	17.95
Resultado medido	261.00	8.31	47.25	62.78	16.17
Res. previsto / Res. medido	1.00	0.96	0.89	1.01	1.06

(*) Intervalo de previsão com nível de confiança de 95%.

3.3.- Caracterização do betão

Após a otimização da pasta, foi produzido um BAC com essa composição da pasta. Os parâmetros de mistura utilizados foram: a/c=0,45; Va/Vf=0,761; Sp/f=0,0074; ACBC/c=0,225; Vs/Vm=0,423; Af/Am (areia fina/areia média)=0,20; Vg/Vglim (volume de brita/relação entre a massa unitária compactada e massa específica da brita)=0,525 e Va (teor de ar incorporado)= 0,02. Vale salientar que o teor de Sp utilizado na argamassa otimizada foi ligeiramente aumentado (+10%) para produzir o betão, atendendo à influência dos agregados. O consumo de materiais por metro cúbico do BAC produzido está apresentado na Tabela 6.

Tabela 6- Consumo de materiais (Kg/m³).

<i>Água</i>	<i>Cimento</i>	<i>Filer</i>	<i>ACBC</i>	<i>Sp</i>	<i>Areia fina</i>	<i>Areia média</i>	<i>Brita</i>
166,53	367,25	181,27	82,63	5,14	148,89	595,56	835,75

Os resultados dos testes realizados no estado fresco estão apresentados na Tabela 7. Segundo a norma NP EN 206-9 [25] o betão se enquadra na classe de espalhamento SF2, classe de viscosidade t_{500} VS1, classe de espalhamento no anel J SF_j2, classe de viscosidade no anel J t_{500} VJ2, classe VF1 para o teste de funil e classe SR2 quanto a resistência à segregação.

Tabela 7- Resultados do BAC no estado fresco.

<i>Testes</i>	<i>Resultados</i>
Espalhamento (mm)	730
T500 (s)	1,9
V – funil (s)	8,3
Espalhamento com o anel J (mm)	710
T500 com o anel J (s)	2,3
Índice de segregação (%)	9

Na Tabela 8 estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios no estado endurecido.

Tabela 8 – Resultados do BAC no estado endurecido.

<i>Testes</i>	<i>Média</i>	<i>DP¹</i>	<i>CV² (%)</i>
Resistividade 28 dias (KΩ.cm)	11,6	1,1	9,7
Módulo de elasticidade (GPa)	45,4	0,5	1,1
Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	51,9	1,0	1,9
Coefficiente de difusividade de cloretos ($\times 10^{-12} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$)	11,57	1,1	9,7
Coefficiente de Sortividade [$\text{mg}/\text{mm}^2 \times \text{min}^{0,5}$]	0,0489	0,0031	6,3

¹ Desvio Padrão; ² Coeficiente de variação

De acordo com a NP EN 1992 [26], o BAC se enquadra na classe de resistência de C40 No quesito de durabilidade, o betão apresentou moderada resistência à penetração de cloretos, de acordo com a classificação proposta por Nilsson et al. (1998, apud [27]) e baixa probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica (valor entre 10 e 20 kΩ.cm), de acordo com a especificação do CEB 192 [28]. Quanto a absorção de água por capilaridade, o betão apresentou alta qualidade segundo Browne (1991, apud [27]) devido ao baixo coeficiente de sortividade ($<0,1 \text{ mg}/\text{mm}^2 \times \text{min}^{0,5}$).

4.- CONCLUSÕES

- A ACBC não influenciou significativamente as propriedades no estado fresco das argamassas.
- O aumento no teor de substituição do cimento pela ACBC leva a uma redução da resistência e aumento da porosidade das argamassas.
- Os modelos obtidos para as argamassas são aplicáveis na região experimental: $0,75 \leq V_a/V_f \leq 1,05$; $0,35 \leq a/c \leq 0,55$; $0,45\% \leq Sp/f \leq 0,85\%$; e $0\% \leq ACBC/c \leq 30\%$, mantendo uma distância ao centro do plano inferior a 2,5 (em valores codificados).
- O betão produzido com ACBC apresentou propriedades adequadas para ser aplicado como autocompactável.
- Os resultados indicam que a ACBC possui potencial para ser incorporado na fração dos finos na composição de betões autocompactáveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o programa EBW+ pela bolsa concedida, o CONSTRUCT/LABEST / FEUP, a engenheira Paula Silva e o técnico Cláudio Ferraz pelo suporte nos testes laboratoriais, o PPGECIV / UFSCar, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo – IPT e a empresa Raízen pela doação da ACBC.

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457- CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado pelo Fundo europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

REFERÊNCIAS

- [1] F. C. R. Almeida, A. Sales, J. P. Moretti, and P. C. D. Mendes, “Sugarcane bagasse ash sand (SBAS): Brazilian agroindustrial by-product for use in mortar,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 82, pp. 31–38, 2015.
- [2] T. Akram, S. A. Memon, and H. Obaid, “Production of low cost self compacting concrete using bagasse ash,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 2, pp. 703–712, 2009.
- [3] G. Sua-Iam and N. Makul, “Use of increasing amounts of bagasse ash waste to produce self-compacting concrete by adding limestone powder waste,” *J. Clean. Prod.*, vol. 57, pp. 308–319, 2013.
- [4] G. Sua-Iam and N. Makul, “Utilization of coal- and biomass-fired ash in the production of self-consolidating concrete: A literature review,” *J. Clean. Prod.*, vol. 100, pp. 59–76, 2015.

- [5] S. Nunes, H. Figueiras, P. Milheiro Oliveira, J. S. Coutinho, and J. Figueiras, “A methodology to assess robustness of SCC mixtures,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 36, no. 12, pp. 2115–2122, 2006.
- [6] S. Nunes, P. M. Oliveira, J. S. Coutinho, and J. Figueiras, “Interaction diagrams to assess SCC mortars for different cement types,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 3, pp. 1401–1412, 2009.
- [7] S. Nunes, A. M. Matos, T. Duarte, H. Figueiras, and J. Sousa-Coutinho, “Mixture design of self-compacting glass mortar,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 43, pp. 1–11, 2013.
- [8] H. Figueiras, S. Nunes, J. S. Coutinho, and C. Andrade, “Linking fresh and durability properties of paste to SCC mortar,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 45, pp. 209–226, 2014.
- [9] W.-J. Long, G. Lemieux, S.-D. Hwang, and K. H. Khayat, “Statistical models to predict fresh and hardened properties of self-consolidating concrete,” *Mater. Struct.*, vol. 45, no. 7, pp. 1035–1052, 2012.
- [10] W.-J. Long, K. Khayat, G. Lemieux, F. Xing, and W.-L. Wang, “Factorial Design Approach in Proportioning Prestressed Self-Compacting Concrete,” *Materials (Basel)*, vol. 8, no. 3, pp. 1089–1107, 2015.
- [11] D. C. Montgomery, *Design and Analysis of Experiments Eighth Edition*. 2013.
- [12] J. P. Moretti, A. Sales, F. C. R. Almeida, M. A. M. Rezende, and P. P. Gromboni, “Joint use of construction waste (CW) and sugarcane bagasse ash sand (SBAS) in concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 113, pp. 317–323, 2016.
- [13] H. Okamura and M. Ouchi, “Self-Compacting Concrete,” *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 1, no. 1, pp. 5–15, 2003.
- [14] NP EN 196-1, “Methods of testing cement – Part 1: determination of strength,” Lisbon, 2006.
- [15] Portugal. IPQ., “Ensaio do betão fresco NP EN 12350:2010 Parte 11: Betão autocompactável. Ensaio de segregação no peneiro.” 2010.
- [16] Portugal. IPQ., “Ensaio do betão fresco NP EN 12350 Parte 12: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento no anel J.” 2010.
- [17] Portugal. IPQ., “Ensaio do betão fresco Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento.” 2010.
- [18] Portugal. IPQ., “Ensaio do betão fresco NP EN 12350:2010 Parte 9: Betão autocompactável. Ensaio de esvacoamento no funil V.” 2010.
- [19] NP EN 12390, “Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes,” Lisboa, 2009.

Betão auto-compactável produzido com resíduo agroindustrial

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [20] DIN 1048, “EN-Testing Concrete Part 5: Determination of Depth of Penetration of Water under Pressure in Hardened Concrete.” Berlin, Germany, 1991.
- [21] LNEC E463, “Betões. Determinação do coeficiente de difusão de cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário.” 2004.
- [22] T. C. RILEM, “116-PCD Permeability of concrete as a criterion of its durability,” vol. 32.4. *Mater Struct*, pp. 174–179, 1999.
- [23] Design-expert software, “Design-expert software.” Guide: State-Ease, p. 2007, 2007.
- [24] M. Frías, E. Villar, and H. Savastano, “Brazilian sugar cane bagasse ashes from the cogeneration industry as active pozzolans for cement manufacture,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 33, pp. 490–496, 2011.
- [25] NP EN 206-9, “Betão Parte 9: Regras adicionais para betão autocompactável (BAC),” 2010.
- [26] NP EN 1992-1-1, “Eurocódigo2: Projecto de estruturas de betão. Parte1-1: Regras gerais e Regras para edifícios.” 2008.
- [27] M. D. L. Garcia and J. Sousa-Coutinho, “Strength and durability of cement with forest waste bottom ash,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 41, pp. 897–910, 2013.
- [28] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, “Diagnosis and assessment of concrete structures – State of the Art Report. Bulletin d ’ Information n°192.”

Critérios para definição da composição de betões leves autocompactáveis com agregados de argila expandida

Miguel C. S. Nepomuceno^(1,2), Luiz A. P. Oliveira^(2,3) e Sandrine F. Pereira

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade da Beira Interior, Portugal.

⁽²⁾ C-MADE - *Centre of Materials and Building Technologies*, Portugal.

⁽³⁾ Universidade Ceuma, UNICEUMA, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5352>

RESUMO

Este artigo resume um estudo experimental que teve como objetivo definir parâmetros para a composição de betões leves autocompactáveis (BAL), incorporando agregados grossos de argila expandida e agregados finos de areia natural. Partindo da metodologia proposta por Nepomuceno *et al.* para os betões autocompactáveis de densidade normal (BAC), investigaram-se as alterações necessárias para produzir os BAL. Avaliou-se a curva granulométrica de referência dos agregados grossos leves e as propriedades do escoamento das argamassas adequadas à produção dos BAL. Avaliou-se a segregação estática e investigou-se a relação entre os parâmetros da mistura, a trabalhabilidade, a resistência à compressão e a massa volúmica seca. Concluiu-se que a absorção dos agregados leves constitui um aspeto relevante e que a curva de referência dos agregados grossos, bem como as propriedades reológicas das argamassas propostas por Nepomuceno *et al.* para os BAC, são adequadas à obtenção de BAL. Concluiu-se que a composição terá de resultar do equilíbrio entre a resistência à compressão e a massa volúmica seca pretendidas, uma vez que a resistência à compressão depende da razão água/cimento e do volume de agregados leves e este último afeta a massa volúmica seca.

PALAVRAS-CHAVE: Estudo da composição, Betão autocompactável, Betão leve, Agregados de argila expandida.

1.- INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, a intensa investigação na área dos materiais para aplicação estrutural tem conduzido ao desenvolvimento de betões com características especiais, para aplicações também elas especiais. É o caso dos betões autocompactáveis leves, que conjugam a vantagem da autocompactabilidade com a vantagem resultante da redução da densidade. A redução da densidade dos betões resulta normalmente da incorporação de agregados leves, que podem ter diferentes proveniências e propriedades, introduzindo alguma complexidade adicional na previsibilidade do comportamento do betão no estado fresco e endurecido [1].

Existem ainda poucos estudos sobre modelos matemáticos para estimar a resistência à compressão de betões autocompactáveis leves, pelo que se efetuou uma pesquisa incluindo também os betões leves vibrados. Nessa pesquisa [1,2,3,4,5,6], identificaram-se alguns dos parâmetros considerados como suscetíveis de afetarem a resistência à compressão de betões contendo agregados leves, os quais incluem: a densidade das partículas, a resistência ao esmagamento do agregado leve, o índice de forma do agregado leve, o volume de agregados leves na mistura, a resistência à compressão da matriz argamassa e a razão W/C.

Tendo como objetivo definir parâmetros para a composição do BAL, entendeu-se oportuno investigar as alterações necessárias para adequar a metodologia já existente para o BAC, proposta por Nepomuceno *et al.* [7,8,9,10]. Avaliou-se a curva granulométrica de referência dos agregados grossos leves e as propriedades do escoamento da fase argamassa adequadas à produção dos BAL. Avaliou-se a segregação estática e investigou-se a relação entre os parâmetros da mistura, a trabalhabilidade, a resistência à compressão e a massa volúmica seca. Propriedades como a densidade das partículas, resistência ao esmagamento e índice de forma do agregado foram consideradas constantes, uma vez que apenas se usou um tipo de agregado leve, pelo que relativamente à influência dessas variáveis nada se indagou.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desenvolveu-se em cinco fases: a caracterização dos materiais, a definição da curva de referência dos agregados grossos leves, a análise da reologia da fase argamassa dos betões, o estudo da fase argamassa dos betões e o estudo dos betões.

2.1.- Caracterização dos materiais

Para este estudo foram selecionados os seguintes materiais: cimento Portland CEM I 42,5R (C), com massa volúmica de 3101 kg/m³; filer calcário (FC) com aproximadamente a mesma finura do cimento e massa volúmica de 2720 kg/m³; superplastificante (SP) à base de carboxilatos modificados com massa volúmica de 1050 kg/m³; água da rede pública; areia natural rolada fina (Areia 0/2), com massa volúmica de 2559 kg/m³ e módulo de finura de 1,938; areia natural rolada do rio de grão médio (Areia 0/4), com massa volúmica de 2586 kg/m³ e módulo de finura de 2,961; agregado grosso britado de granito (Brita 3/6) com massa volúmica de 2710 kg/m³ e módulo de finura de 5,311; agregado grosso britado de granito (Brita 6/15) com massa volúmica de 2700 kg/m³, módulo de finura de 6,692 e máxima dimensão de 19,1 mm; agregado grosso leve (Leca S) com massa volúmica de 930 kg/m³ e módulo de finura de 5,085 e agregado grosso leve (Leca 4/12) com massa volúmica de 1193 kg/m³, módulo de finura de 6,356 e máxima dimensão de 12,7 mm. A análise granulométrica dos agregados é apresentada na Fig. 1.

Os agregados naturais foram usados pré-saturados e antes de cada amassadura efetuaram-se medições do teor em água superficial para correção das misturas. No caso dos agregados leves determinou-se a absorção de água após 30 e 60 minutos de imersão, expressa em percentagem da massa do agregado leve no estado natural (condições de armazenamento). Este estudo teve por objetivo analisar a compensação da dosagem de água nas amassaduras, uma vez que se optou por usar os agregados leves nas condições de armazenamento, em vez de pré-saturados. Os resultados obtidos são ilustrados na Tabela 1. Estudos sobre a

absorção total dos agregados leves permitiram verificar que, nas condições em que estes se encontravam armazenados, já continham alguma água absorvida. Nesta investigação optou-se por efetuar as correções das amassaduras considerando a absorção de água adicional dos agregados leves obtidas após 30 minutos de imersão.

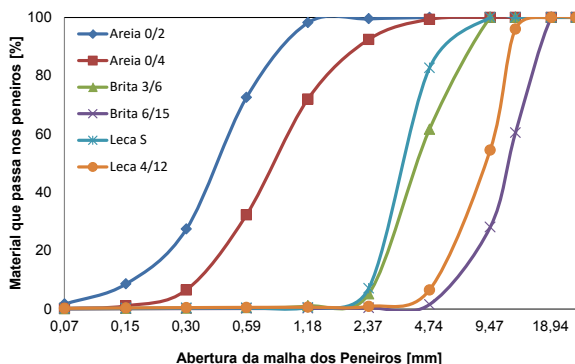


Figura 1. Curva granulométrica dos agregados

Tabela 1. Absorção de água do agregado leve

Agregado	Condição do agregado leve no estado natural	A% ⁽¹⁾	
		30 min	60 min
Leca S	No laboratório, em saco de plástico, conforme fornecido	0,48	0,55
Leca 4/12	No exterior, tempo húmido, abrigado da chuva	1,75	2,80

(1) Absorção de água após 30 e 60 minutos de imersão, em % da massa do agregado leve no estado natural

2.2.- Definição da curva de referência dos agregados grossos leves

Para os agregados finos e grossos naturais utilizaram-se as curvas granulométricas de referência propostas por Nepomuceno *et al.* [7,9,10]. Assim, determinaram-se as razões volumétricas destes agregados que melhor se ajustavam às respetivas curvas de referência. Para os agregados finos naturais obtiveram-se as percentagens em volume absoluto de 50% de Areia 0/2 e 50% de Areia 0/4. Para os agregados grossos naturais obtiveram-se as percentagens em volume absoluto de 60% de Brita 3/6 e 40% Brita 6/15.

Relativamente aos agregados leves, foi utilizado o método da baridade para determinar as proporções em volume absoluto entre a Leca S e a Leca 4/12. Considerou-se que a melhor associação entre os dois agregados leves seria aquela conducente à máxima compactidade, ou seja, a um mínimo de vazios. Foram avaliadas 6 misturas diferentes, fazendo variar as proporções em volume absoluto entre os dois agregados e, para cada uma dessas misturas, foi avaliada a baridade, a compactidade e a máxima dimensão da mistura.

2.3.- Análise da reologia da fase argamassa dos betões

Para avaliar se as propriedades reológicas da fase argamassa propostas por Nepomuceno *et al.* [7,9,10] para os BAC se adequavam à produção dos BAL, efetuaram-se estudos prévios em argamassas e betões com agregados naturais e leves. As propriedades reológicas podem

ser avaliadas indiretamente pelos ensaios de espalhamento e de fluidez [11]. Para o efeito, foi produzida uma argamassa para betões autocompactáveis com V_p/V_s de 0,80 (relação em volume absoluto entre os materiais finos e os agregados finos) e percentagem de substituição do cimento por filer calcário de 60%, em volume absoluto. Em laboratório foram ajustadas as dosagens de água e de superplastificante, tendo-se obtido um valor de V_w/V_p de 0,70 (relação em volume absoluto entre a água e os materiais finos) e um valor de $S_p/p\%$ de 0,62 (relação em percentagem entre as massas de SP e de materiais finos). Os procedimentos adotados no cálculo, na mistura, no acerto das propriedades reológicas e nos ensaios no estado fresco e endurecido podem ser consultados na referência [7].

Com a argamassa estudada produziu-se um BAC com razão V_m/V_g de 2,28 (razão entre os volumes absolutos de argamassa e de agregados grossos). Esse betão foi designado de BAC-S1.1. Posteriormente produziu-se o BAL-S1.1, de composição idêntica ao BAC-S1.1, diferindo apenas no facto do volume absoluto de agregados grossos naturais ter sido substituído por igual volume de agregados grossos leves. Produziu-se ainda o BAL-S1.2 idêntico ao anterior, diferindo apenas no facto deste último ter sido produzido com a correção da dosagem de água em função da absorção dos agregados leves. Sendo o BAL-S1.1 produzido sem correção, ocorreu uma redução de água efetiva e conseqüentemente a redução da razão W/C. Com este estudo pretendeu-se avaliar o efeito da absorção de água nas propriedades reológicas dos betões de agregados leves. Os procedimentos adotados no cálculo, na mistura e nos ensaios no estado fresco e endurecido podem ser consultados no programa experimental descrito na referência [9]. A caracterização no estado fresco e endurecido foi realizada de acordo com os ensaios previstos na NP EN 206-9:2010 [12].

2.4.- Estudo da fase argamassa dos betões

Verificado na fase precedente que as propriedades reológicas das argamassas propostas por Nepomuceno *et al.* [7] para os BAC se adequavam à produção dos BAL, iniciou-se um estudo mais amplo da fase argamassa. Com este estudo pretendia-se produzir um conjunto de argamassas com as mesmas propriedades reológicas, mas que combinassem diferentes parâmetros da mistura, conducentes a diferentes resistências, de modo a possibilitar a avaliação da sua interação com os agregados grossos leves aquando dos estudos em betões. Para o efeito, produziram-se nove argamassas, combinando valores de V_p/V_s de 0,80 e 0,70 com diferentes percentagens de substituição do ligante por adição, resultando em razões W/C entre os 0,29 e os 0,60 (em massa). Todas as argamassas apresentaram as mesmas propriedades de escoamento, traduzidas num valor de G_m entre 5,3 e 5,9 (Dm no mini slump-flow entre 251 e 263 mm) e num valor de R_m entre 1,14 e 1,30 (tempo no mini funil V entre 7,69 e 8,77 s). Os procedimentos de cálculo, mistura, acerto das propriedades reológicas, ensaios no estado fresco e endurecido podem ser consultados na referência [7].

2.5.- Estudo dos betões

O estudo dos betões incluiu a análise de 10 misturas, combinando argamassas selecionadas da fase anterior com valores de V_m/V_g de 2,28 e 2,60. As argamassas foram selecionadas por forma a abranger toda a gama de resistências analisada e os valores de V_m/V_g foram definidos a partir dos limites deste parâmetro analisados por Nepomuceno *et al.* [9,10]. Os procedimentos de amassadura foram os mesmos adotados por Nepomuceno *et al.* [9]. Para

cada amassadura efetuaram-se os ensaios no estado fresco (espalhamento, fluidez e capacidade de passagem na caixa L) e procedeu-se à moldagem de 5 provetes cúbicos com 150 mm de aresta e de um provete cilíndrico de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, sem qualquer tipo de vibração ou compactação. Após a moldagem, os provetes foram mantidos na câmara de cura à temperatura de 20 ± 2 °C e humidade relativa de $90 \pm 5\%$. Após 24 h de cura, o provete cilíndrico de cada betão foi cortado longitudinalmente e analisou-se a uniformidade da distribuição dos agregados leves em toda a secção. Aos 7 dias de idade efetuaram-se os ensaios de compressão de 2 dos provetes cúbicos e aos 28 dias ensaiaram-se à compressão os restantes 3 provetes. Aos 28 dias de idade foi ainda medida a massa volúmica do betão seco em estufa até massa constante.

3.- APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1.- Definição da curva de referência dos agregados grossos leves

No estudo pelo método da baridade, a máxima compactidade foi obtida associando 30% de Leca S e 70% de Leca 4/12, em volume absoluto. A Fig. 2 compara a curva de referência de Nepomuceno *et al.* [9] para os agregados grossos naturais, com a curva de referência dos agregados leves (curva real) determinada pelo método da baridade. As duas curvas não apresentam diferenças significativas, pelo que se assumiu que a curva de referência para os agregados grossos naturais pode ser aplicada aos agregados grossos leves.

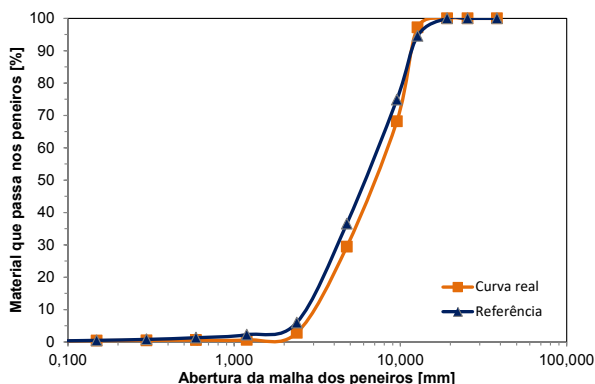


Figura 2. Curva granulométrica real e de referência dos agregados grossos leves

3.2.- Análise da reologia da fase argamassa dos betões

A avaliação da adequabilidade das propriedades reológicas da fase argamassa foi efetuada pela avaliação das propriedades reológicas dos betões com ela produzidos. Na Tabela 2 apresentam-se os parâmetros relevantes da composição dos betões, enquanto na Tabela 3 se apresentam as propriedades obtidas no estado fresco e endurecido. A comparação entre os resultados obtidos no estado fresco para as misturas BAC-S1.1 e BAL-S1.2, ilustrados na Tabela 3, evidencia que a substituição do agregado grosso natural pelo mesmo volume de agregado grosso leve não produziu alterações significativas nas propriedades no estado fresco, contabilizando a absorção do agregado leve adequada. Observou-se, no entanto, que

Critérios para definição da composição de betões leves autocompactáveis com agregados...

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

os valores do diâmetro de espalhamento e de H2/H1 na caixa L reduziram ligeiramente com a introdução de agregados leves, o que se justifica pela menor massa volúmica do betão de agregados leves. Em termos de velocidade de escoamento no funil V não ocorreram alterações significativas. Tudo indica que as misturas com agregados leves poderão necessitar de um ligeiro acréscimo de superplastificante face às misturas com agregados naturais para se obter igual capacidade de deformação, sem alterar a fluidez.

Tabela 2. Parâmetros relevantes da composição dos betões

Betão	V_p [m ³]	V_s [m ³ /m ³]	V_p/V_s	V_m [m ³ /m ³]	V_g [m ³ /m ³]	V_m/V_g	V_s/V_m	V_w [m ³ /m ³]	V_w/V_p	$Sp/p\%$
BAC-S1.1	0,227	0,284	0,80	0,674	0,296	2,275	0,42	0,159	0,700	0,62
BAL-S1.1	0,227	0,284	0,80	0,674	0,296	2,275	0,42	0,159	0,700	0,62
BAL-S1.2	0,227	0,284	0,80	0,674	0,296	2,275	0,42	0,159	0,700	0,62

Tabela 3. Ensaio no estado fresco e endurecido

Betão	Propriedades reológicas					Autocompactabilidade		Resistência à compressão		
	Espalhamento		Fluidez			Caixa L		$f_{cm,28}$	S_d	C_v
	T50 [s]	Dm [mm]	Gc	t [s]	Rc [s ⁻¹]	T40 [s]	H2/H1	[MPa]	[MPa]	[%]
BAC-S1.1	---	705	11,43	14,30	0,70	3,49	0,84	53,1	0,3	0,7
BAL-S1.1	---	648	9,50	26,28	0,38	7,45	0,72	36,2	3,0	8,3
BAL-S1.2	---	650	9,56	14,38	0,70	3,61	0,79	35,3	2,9	8,3

A mistura BAL-S1.2 foi produzida replicando a mistura BAL-S1.1, mas com a correção da absorção de água dos agregados leves. A ausência de correção da absorção no BAL-S1.1 levou a uma dosagem efetiva de água inferior à do BAL-S1.2. Em consequência seria de esperar simultaneamente uma maior viscosidade e uma menor capacidade de deformação. A maior viscosidade reflete-se numa redução da velocidade de escoamento no funil V, com obtenção de tempos de escoamento maiores. Por outro lado, uma menor capacidade de deformação reflete-se na redução do diâmetro de espalhamento. Um aumento da dosagem de superplastificante poderia ajudar a repor a capacidade de deformação, mas o seu efeito sobre a velocidade de deformação seria pouco significativo. Desta análise concluiu-se que as propriedades reológicas das argamassas propostas por Nepomuceno *et al.* para os BAC são adequadas aos BAL apenas quando se introduz a devida correção da dosagem efetiva de água em função da absorção dos agregados leves.

3.3.- Estudo da fase argamassa dos betões

Na Tabela 4 apresentam-se os parâmetros relevantes das argamassas e os resultados da análise no estado fresco e endurecido. Para o valor de V_p/V_s de 0,80 foram produzidas seis argamassas, enquanto para V_p/V_s de 0,70 foram produzidas apenas três argamassas. As argamassas têm em comum valores de G_m entre 5,3 e 5,9 e de R_m entre 1,14 e 1,30 s⁻¹, correspondentes aos intervalos propostos por Nepomuceno *et al.* [7]. Os resultados mostram uma gama de resistências entre os 43 e 80 MPa. Com o aumento da percentagem de substituição do cimento pela adição (fad.), em volume absoluto, verifica-se um aumento da razão W/C e conseqüente redução da resistência à compressão. O estudo confirma que existe uma relação entre percentagem de substituição do cimento pela adição (fad.) e a razão W/C para cada valor de V_p/V_s .

Tabela 4. Parâmetros relevantes das argamassas

Argamassa	Família de Finos	fad.	W/C	Composição das misturas			Reologia		Resistência $f_{m,28}$
				Vp/Vs	Vw/Vp	Sp/p%	Gm	Rm	
A1	40C1+60FC	0,60	0,565	0,80	0,70	0,62	6,56	1,22	48,0
A2	50C1+50FC	0,50	0,458	0,80	0,71	0,64	5,58	1,20	55,3
A3	60C1+40FC	0,40	0,409	0,80	0,76	0,66	5,60	1,26	64,2
A4	70C1+30FC	0,30	0,355	0,80	0,77	0,80	5,76	1,22	69,0
A5	80C1+20FC	0,20	0,323	0,80	0,80	0,89	5,30	1,24	74,1
A6	100C1	0,00	0,281	0,80	0,87	1,00	5,76	1,20	79,6
A7	40C1+60FC	0,60	0,597	0,70	0,74	0,62	5,66	1,29	43,1
A8	60C1+40FC	0,40	0,425	0,70	0,79	0,74	5,45	1,22	65,4
A9	100C1	0,00	0,290	0,70	0,90	1,13	5,92	1,36	74,2

3.4.- Estudo dos betões

Na Tabela 5 apresentam-se as dosagens efetivas dos betões produzidos. O BAL-S1.1 foi produzido com a argamassa A1, o BAL-S2.1 com a argamassa A2, e assim sucessivamente. Na altura da amassadura foram efetuadas as correções necessárias para atender aos valores da absorção de água e do teor de água superficial dos agregados. Apenas no BAL-S1.1 não foi contabilizada a absorção de água do agregado leve. Na Tabela 6 são apresentadas as propriedades no estado fresco e na Tabela 7 as propriedades no estado endurecido. Com exceção da mistura BAL-S1.1, os betões satisfazem os parâmetros reológicos definidos. No estado fresco não se detetou segregação, exsudação ou qualquer tipo de bloqueio e a análise da segregação estática, efetuada pela observação da secção longitudinal dos provetes, indica uma distribuição uniforme dos agregados leves (Fig. 3). Confirma-se assim que as propriedades reológicas das argamassas são adequadas, o que permite o recurso a um leque alargado de correlações no estudo de argamassas já estudadas por Nepomuceno *et al.* [7].

A autocompactabilidade foi avaliada utilizando o ensaio da caixa L, admitindo-se satisfatório quando H2/H1 é igual ou superior a 0,80. Verifica-se na Tabela 7 que, à exceção do BAL-S1.1, onde não foi contabilizada a absorção dos agregados, todos os outros apresentam a autocompactabilidade desejada. A massa volúmica variou entre 1800 e 2000 kg/m³, pelo que estes betões podem ser classificados como betões autocompactáveis leves estruturais de classe D2,0 segundo a NP EN 206-1 [13].

Tabela 5. Dosagens efetivas das misturas produzidas

Identificação do betão	Parâmetros de Composição							
	C [kg/m ³]	FC [kg/m ³]	W [l/m ³]	Sp [l/m ³]	Areia 0/2 [kg/m ³]	Areia 0/4 [kg/m ³]	Leca S [kg/m ³]	Leca 4/12 [kg/m ³]
BAL-S1.1	281,6	370,6	155,6	5,8	363	367	83,0	250,3
BAL-S1.2	281,6	370,6	159,0	5,1	363	367	82,6	247,3
BAL-S2.1	350,7	307,8	160,7	4,7	362	366	82,6	247,3
BAL-S3.1	413,8	242,1	169,1	5,5	356	360	82,6	247,3
BAL-S4.1	480,6	180,7	170,5	5,9	354	358	82,6	247,3
BAL-S5.1	543,2	119,2	175,6	7,1	350	354	82,6	247,3
BAL-S6.1	663,2	0	186,1	7,9	342	346	82,6	247,3
BAL-S7.1	272,7	358,9	162,7	4,6	402	406	75,2	225,0
BAL-S8.1	402,3	235,3	170,9	5,4	395	399	75,2	225,0
BAL-S9.1	646,0	0	187,5	7,0	381	385	75,2	225,0

Tabela 6. Resultados obtidos no estado fresco

Identificação		Espalhamento		Fluidez		Caixa L
Betão	Família de finos	Dm [mm]	Gc	t [s]	Rc [s ⁻¹]	H2/H1
BAL-S1.1	40C1+60FC	648	9,50	26,28	0,38	0,72
BAL-S1.2	40C1+60FC	650	9,56	14,38	0,70	0,79
BAL-S2.1	50C1+50FC	664	10,01	12,88	0,78	0,80
BAL-S3.1	60C1+40FC	733	12,43	11,54	0,87	0,93
BAL-S4.1	70C1+30FC	639	9,19	11,87	0,84	0,79
BAL-S5.1	80C1+20FC	679	10,51	12,06	0,83	0,89
BAL-S6.1	100C1	683	10,65	10,24	0,98	0,88
BAL-S7.1	40C1+60FC	679	10,51	13,47	0,74	0,91
BAL-S8.1	60C1+40FC	706	11,46	10,52	0,95	0,94
BAL-S9.1	100C1	687	10,80	11,12	0,90	0,88

Tabela 7. Resultados obtidos no estado endurecido

Identificação		Parâmetros		Resistência	Massa volúmica
Betão	Família de finos	W/C	Vm/Vg	f _{cm,28} [MPa]	δ _{seca} [kg/m ³]
BAL-S1.1	40C1+60FC	0,553	2,275	36,2	1745
BAL-S1.2	40C1+60FC	0,565	2,275	35,3	1698
BAL-S2.1	50C1+50FC	0,458	2,275	41,8	1743
BAL-S3.1	60C1+40FC	0,409	2,275	48,0	1743
BAL-S4.1	70C1+30FC	0,355	2,275	48,2	1797
BAL-S5.1	80C1+20FC	0,323	2,275	47,9	1761
BAL-S6.1	100C1	0,281	2,275	51,1	1715
BAL-S7.1	40C1+60FC	0,597	2,600	34,9	1755
BAL-S8.1	60C1+40FC	0,425	2,600	43,7	1779
BAL-S9.1	100C1	0,290	2,600	56,4	1834

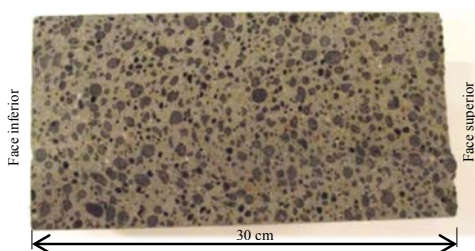


Figura 3. Secção de um provete cilíndrico de betão autocompactável leve

A Fig. 4 mostra a relação entre a resistência à compressão dos BAL e a razão W/C, enquanto a Fig. 5 compara a resistência à compressão das argamassas, dos BAL e dos BAC para diferentes razões W/C, em massa. Quanto maior a resistência à compressão dos BAL, maior a diferença face à resistência da fase argamassa. Uma fase argamassa de 80 MPa produz um BAC com cerca de 86 MPa. A mesma argamassa produz um BAL com cerca de 56 MPa e massa volúmica seca de 1830 kg/m³, usando Vm/Vg de 2,60. Com a mesma argamassa é ainda possível produzir BAL com cerca de 51 MPa e massa volúmica seca de 1715 kg/m³, usando Vm/Vg de 2,28. Resistências mais baixas, da ordem de 40 MPa, poderão oferecer melhores vantagens custo/benefício.

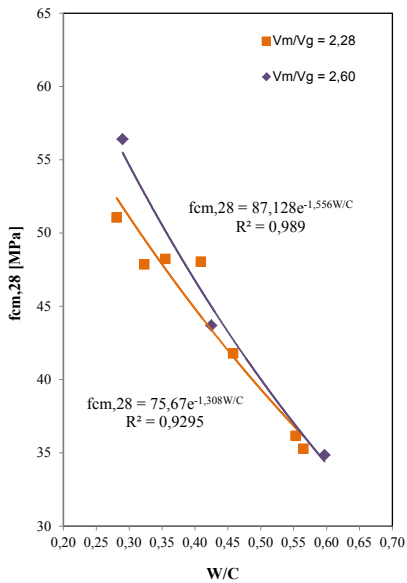


Figura 4. Relação entre $f_{cm,28}$ e a razão W/C

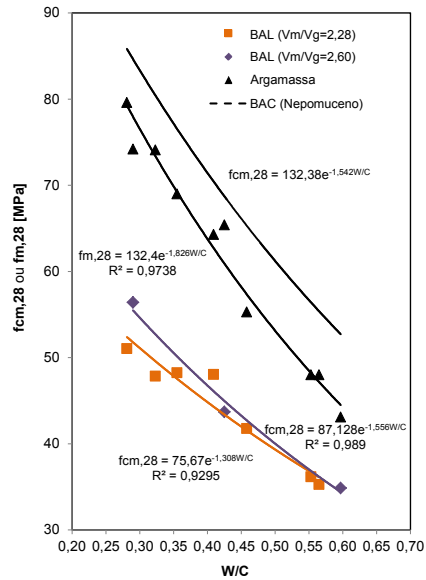


Figura 5. Resistência em argamassas e betões

4.- CONCLUSÕES

Com base no estudo realizado, foi possível concluir o seguinte:

- A absorção de água dos agregados leves assume um papel relevante nos BAL;
- A resistência à compressão dos BAL aos 28 dias de idade depende da razão W/C e do volume de agregados grossos leves na mistura. Em geral a resistência aumenta com a redução da razão W/C e com o aumento de V_m/V_g ;
- Para a mesma razão W/C , os BAL apresentam resistências à compressão inferiores àquelas obtidas nos BAC. Para razões W/C entre 0,29 e 0,61, em massa, obtiveram-se betões autocompactáveis leves com resistências entre 35 e os 57 MPa, enquanto nos BAC essa resistência situou-se entre os 53 e 87 MPa;
- Nos BAL obtiveram-se bons resultados em termos de trabalhabilidade para os seguintes intervalos: diâmetro de espalhamento entre 630 e 750 mm, tempo de escoamento no funil V entre 10 e 15 s e H_2/H_1 na caixa L superior a 0,80;
- A massa volúmica do BAL é influenciada pelo volume de agregados grossos leves. A massa volúmica seca variou entre 1691 e 1793 kg/m^3 , classificando-se assim como betão autocompactável leve estrutural, de acordo com EN 206-1:2010;
- A análise da segregação estática, efetuada através de imagens de secções longitudinais de provetes cilíndricos com diâmetro de 150 mm e 300 mm de altura, revelou uma distribuição homogênea do agregado leve;
- Com as correlações adequadas, a metodologia de Nepomuceno *et al.* para o estudo do BAC aplica-se ao BAL com agregados leves de argila expandida. Verificou-se que a curva de referência dos agregados grossos e as propriedades reológicas das argamassas, propostas por Nepomuceno *et al.* para o BAC, são adequadas à produção do BAL.

REFERÊNCIAS

- [1] J.A. Bogas, A. Gomes, Compressive behaviour and failure modes of structural lightweight aggregate concrete - Characterization and strength prediction, *Materials and Design* 46 (2013) 832-841.
- [2] Y.J. Kim, Y.W. Choi, M. Lachemi, Characteristics of self-consolidating concrete using two types of lightweight coarse agg., *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 11-16.
- [3] I.B. Topçu, T. Uygunoglu, Effect of aggregate type on properties of hardened self-consolidating lightweight concrete, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 1286-95.
- [4] H.Z. Cui, T.Y. Lo, S.A. Memon, F. Xing, X. Shi, Analytical model for compressive strength, elastic modulus and peak strain of structural lightweight aggregate concrete, *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 1036-1043.
- [5] M.C.S. Nepomuceno, L.F.A. Bernardo, H.A.S. Pinto, Bet o estrutural de agregados leves de resistência normal e alta: dos estudos laboratoriais   produ o no local- caso de estudo, 4^o Cong. Nac. Constru o, Coimbra, 18-20 Dez. 2012.
- [6] J.A. Bogas, A. Gomes, M.F.C. Pereira, Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate, *Constr Build Mater* 35 (2012) 1013-22.
- [7] M.C.S. Nepomuceno, L.A. Pereira-de-Oliveira, S.M.R. Lopes, Methodology for mix design of the mortar phase of SCC using different mineral additions in binary blends of powders. *Constr. Build. Mater.* 26 (2012); 317-326.
- [8] M.C.S. Nepomuceno, L.A. Pereira-de-Oliveira, Parameters for self-compacting concrete mortar phase, Fifth ACI/CANMET intern. conf. on high-performance concrete struct. materials, Brazil, 2008, ACI-SP-253-21, May 2008, p. 323-340.
- [9] M.C.S. Nepomuceno, L.A. Pereira-de-Oliveira, S.M.R. Lopes, Methodology for the mix design of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders. *Constr. Build. Mater.* 64 (2014) 82-94.
- [10] M.C.S. Nepomuceno, L.A. Pereira-de-Oliveira, S.M.R. Lopes, R.M.C. Franco, Maximum coarse aggregate's volume fraction in self-compacting concrete for different flow restrictions. *Constr. Build. Mater.* 113 (2016) 851-856.
- [11] L.A. Pereira-de-Oliveira, M.C.S. Nepomuceno, J.C.M. Carvalho, Rheology of self-compacting concrete mortar phase, 2nd International Conference on Civil Engineering - Towards a Better Environment, CE 2013 and the 5th International Conference on the Concrete Future, CF 2013, Covilh , Portugal; May 2013.
- [12] NP EN 206-9:2010. Regras adicionais p/ bet o autocompactável, IPQ, Portugal.
- [13] NP EN 206-1:2007. Bet o. Parte 1: Especifica o, desempenho, produ o e conformidade, IPQ, Portugal.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Betão auto-compactável com incorporação de resíduo de mármore

A. Destefani ⁽¹⁾, S. Nunes ⁽²⁾ e J. Sousa-Coutinho ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Construção Civil, Instituto Federal Fluminense, Rio de Janeiro, Brasil.

⁽²⁾ Departamento de Engenharia Civil, CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5484>

RESUMO

O setor da construção civil é responsável por um grande consumo de matérias-primas e pela intensa geração de resíduos, e vem trabalhando na criação de procedimentos e produtos, buscando cada vez mais a sustentabilidade. O betão auto-compactável (BAC) permite a produção de um material mais “verde”, por exemplo, através do reaproveitamento de resíduos industriais. No presente trabalho desenvolveu-se um programa experimental visando a otimização de composições de BAC com incorporação do resíduo do beneficiamento de mármore, da região do Alentejo em Portugal, conhecida como Zona do Mármore. O programa experimental foi realizado segundo um plano fatorial ao nível do betão, fixando a composição da pasta, para otimizar o esqueleto sólido formado pelos agregados. Os resultados obtidos permitiram concluir que é possível substituir cimento por pó de mármore sem afetar significativamente as propriedades de autocompactabilidade e assim conseguir composições de BAC de mais baixa resistência e mais eco-eficientes, adequadas a uma grande variedade de aplicações de betão estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: betão auto-compactável, pó de mármore, sustentabilidade.

1.- INTRODUÇÃO

O betão auto-compactável (BAC) necessita na sua composição de materiais que sejam capazes de garantir elevada fluidez e coesão moderada. Para garantir a elevada fluidez é indispensável o uso de um adjuvante superplastificante. Para alcançar a viscosidade necessária, que garanta a resistência à segregação, pode recorrer-se ao uso de adjuvantes modificadores de viscosidade e/ou adições minerais. As adições minerais juntamente com o cimento, formando os chamados finos do betão, quando usados em proporções adequadas, são capazes de proporcionar a viscosidade e a coesão necessária. A incorporação de materiais finos, para além do cimento, podem ajudar a melhorar as propriedades reológicas do BAC, através da melhoria do empacotamento das partículas, melhorando também algumas propriedades no estado endurecido [1].

Hoje em dia, a reutilização de resíduos de construção ou outros resíduos industriais é um dos objetivos mais importantes para a indústria da construção civil [2]. Os métodos utilizados para reciclar e reutilizar resíduos industriais devem ser investigados a fim de se passar a consumir os recursos naturais de forma mais eficaz. Para além disso, a conversão de materiais reutilizados ou resíduos em matérias-primas, proporciona uma economia de energia significativa através da redução do número de processos industriais na produção dos materiais e fortalece a competitividade do fabricante no mercado [3]. Nos últimos anos, no LABEST/CONSTRUCT, têm sido realizados vários estudos no âmbito da substituição parcial de cimento por resíduos de diversas indústrias [4].

A União Europeia é um dos principais contribuintes para a produção total mundial de rochas ornamentais, com mais de 30% do volume total. Essa produção provém sobretudo de França, Alemanha, Grécia, Itália, Portugal e Espanha, representando cerca de 90% da produção total da UE. A indústria das pedras naturais pode ser dividida em dois subsectores: o da extração e o da transformação. Estes têm como matéria-prima vários tipos de rochas que englobam as pedras calcárias (calcários e mármore), as siliciosas (granitos e rochas afins), as lousas ou ardósias e os xistos, estes últimos em menor quantidade e praticamente sem peso económico [5]. Em Portugal, a região mais importante de exploração de rochas ornamentais (exploração em relação ao número de pedreiras e volume de matérias-primas extraídas) é chamada de Zona do Mármore e que representa, a nível nacional, 40% da produção de rochas ornamentais calcárias e 99% dos mármore portugueses. A Zona do Mármore está localizada no Alentejo Central e abrange os concelhos de Alandroal, Borba, Estremoz e Vila Viçosa, distritos de Évora [6].

Em pedreiras de mármore, as rochas são inicialmente cortadas em grandes blocos que, posteriormente, são movidos para as unidades de processamento. Nessas unidades, os blocos com 15-20 toneladas são cortados no tamanho de azulejos decorativos e depois polidos. Durante o processo de corte, o pó de mármore e água misturam-se e transformam-se em resíduo de lama de mármore. Durante o processo de corte 20-30% do bloco de mármore é transformado em pó. Estes tipos de resíduos sólidos devem ser inativados adequadamente para não poluírem o meio ambiente. O método de inativação mais adequado, hoje em dia, é a reciclagem [7]. A composição química das lamas de mármore permitem classificá-las como resíduos inertes de acordo com a Diretiva Europeia 2003/33/CE devido à sua composição ser basicamente de partículas minerais (calcita, dolomita, vestígios de componentes de quartzo, micas, feldspatos, e minerais argilosos) com quantidades mínimas de flocculantes e restos de resinas. Estas lamas têm características semelhantes aos fileres usados por outros setores industriais, como é o caso do setor da construção civil. Assim, a reutilização de resíduos de lama de mármore em BAC pode proporcionar uma oportunidade de obter ganhos ambientais e económicos [8].

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Materiais

Os betões investigados neste estudo foram produzidos com cimento Portland CEM I 42.5R, que cumpre os requisitos da norma NP EN 197-1:2012, pó de mármore (resíduo da

indústria extrativa do mármore), duas areias naturais siliciosas (areias fina e média), agregado grosso (brita calcária) (1-12,5 mm), água e superplastificante à base de policarboxilatos (massa específica de 1,05 g/cm³ e teor de sólidos de 26%). A massa volúmica da areia fina, areia média e agregado grosso é de 2,66, 2,66 e 2,63 g/cm³, respectivamente. O pó de mármore foi fornecido pelo Centro Tecnológico da Pedra Natural de Portugal (CEVALOR) e não sofreu qualquer tipo de tratamento, tendo sido realizada apenas a secagem e desagregação das partículas. As propriedades químicas e físicas do cimento Portland e pó de mármore estão apresentados no Quadro 1. A distribuição granulométrica dos materiais finos (cimento Portland e pó de mármore) e dos agregados são apresentados na Fig.1.

Quadro 1. Análise química e física do cimento e pó de mármore

<i>Análise química</i>	<i>CEM 42,5R</i>	<i>Pó de mármore</i>
SiO ₂	20,43	1,51
Al ₂ O ₃	4,58	0,53
Fe ₂ O ₃	3,34	0,17
CaO	62,58	53,93
MgO	1,94	0,65
SO ₃	3,22	<0,10
Na ₂ O ₃	0,23	<0,20
K ₂ O	0,84	0,10
Cl	0,08	<0,02
Perda ao fogo (%)	2,09	43,12
Fcm, argamassa (MPa)		
7 dias	46,7	
28 dias	58,3	
Massa volúmica (kg/m ³)	3080	2700

Observa-se no Quadro 1 que a composição química do pó de mármore tem como constituinte principal o óxido de cálcio (CaO) e pequena concentração de óxido de magnésio (MgO), o que é característico de rochas carbonatadas. O cimento Portland e o pó de mármore apresentam uma distribuição granulométrica muito semelhante (Figura 1).

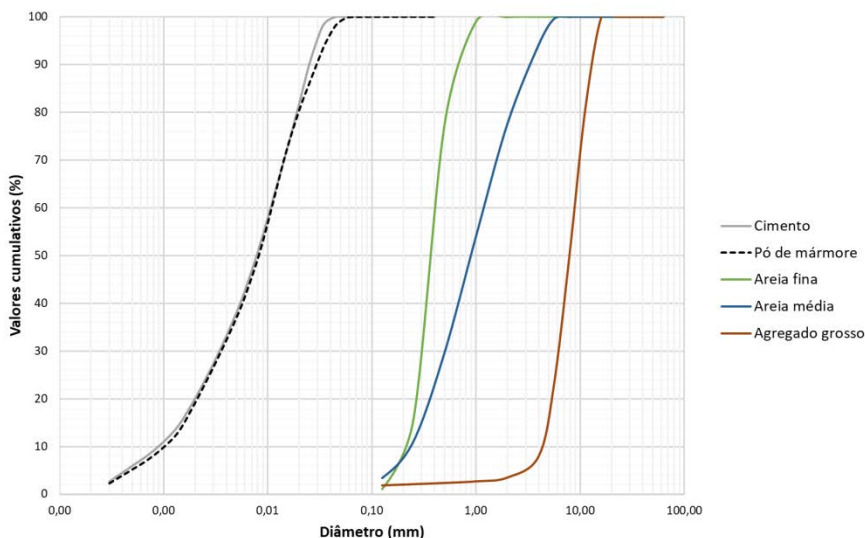


Figura 1. Distribuição granulométrica dos materiais

2.2.- Desenvolvimento das misturas

A composição do betão, em termos de volume, por metro cúbico, é dada pela seguinte equação

$$V_s + V_g + V_p + V_w + V_a = 1,0 \text{ m}^3 \quad (1)$$

onde V_s é o volume de areia, V_g o volume de agregado grosso, V_p o volume de finos, V_w é o volume de água e V_a o volume de ar. No presente trabalho estabeleceu-se um programa experimental considerando como variáveis independentes os parâmetros da mistura identificados como relevantes nos estudos iniciais de Okamura et al. [9].

Assim, numa primeira fase do trabalho desenvolveu-se um estudo ao nível da argamassa, segundo um plano fatorial [10], para estudar o efeito da: razão volumétrica água/finos (V_w/V_p); razão água/cimento, em massa (w/c); razão superplastificante/total de finos, em massa (Sp/p); e razão volumétrica areia/argamassa (V_s/V_m). A partir dos modelos de regressão obtidos e utilizando técnicas de otimização numérica, foi possível determinar a gama de parâmetros da mistura onde a deformabilidade e a viscosidade coexistem de uma forma equilibrada, assegurando a autocompactabilidade das argamassas. Concluiu-se que com a incorporação de pó de mármore é possível encontrar uma grande variedade de soluções ótimas para BAC, numa gama alargada de resistências. De entre estas seleccionaram-se 3 soluções (A, B e C) que serviram de base para o estudo a realizar ao nível do betão. Tal como se pode observar no Quadro 2, estas três composições apresentam o mesmo conteúdo em agregado ($V_s/V_m = 0,487$), um comportamento muito semelhante no estado fresco, mas diferentes resultados de resistência à compressão e resistividade, avaliadas aos 28 dias ($f_{cm,28d}$ e $Resist_{28d}$, respectivamente). Observa-se também que à

medida que w/c aumenta a relação pó de marmore sobre o total de finos (cimento + pó de mármore) aumenta, ou seja, pode substituir-se cimento por pó de marmore sem afetar significativamente as propriedades de autocompactabilidade.

Quadro 2. Valores dos parâmetros da mistura e resultados dos ensaios da argamassa [10]

Composição	A	B	C
<i>Parâmetros mistura:</i>			
V_w/V_p	0,876	0,840	0,814
w/c	0,35	0,40	0,45
Sp/p	1,23%	1,23%	1,21%
V_s/V_m	0,487	0,487	0,487
M/(c+M) (%)	17%	29%	38%
<i>Resultado ensaios (previsto/medido)</i>			
Desp (mm)	259/263	260/261	260/260
Tfunil (s)	9,4/10,1	9,9/11,0	10,0/12,0
Resist,28d (Ohm.m)	52,4/52,8	48,4/48,8	43,6/49,7
fcm,28d (MPa)	75,3/72,2	68,9/63,0	62.4/59,0

A composição do BAC pode ser obtida fixando a composição da pasta, determinada a partir de uma das argamassas otimizadas, e substituindo a areia normalizada pelos agregados reais. No entanto, é necessário realizar alguns ensaios ao nível do betão para ajustar o conteúdo em agregados e a proporção entre eles. O estudo ao nível do betão foi também conduzido segundo um plano factorial aumentado, considerando como variáveis apenas as referentes ao esqueleto sólido formado pelos agregados, nomeadamente, a razão volumétrica areia/argamassa (V_s/V_m) e a razão entre o volume de agregado grosso/ volume máximo de agregado grosso que é possível incluir em 1 m³, no estado compactado, ($V_g/V_{g,lim}$). Como neste caso se utilizou uma mistura de duas areias como agregado fino, a relação entre areia fina/areia grossa foi definida previamente, de modo a reduzir o número de experiências ao nível do betão. Verificou-se experimentalmente que a mistura de areias que conduz à máxima densidade de empacotamento consiste em: 20% areia fina+80% areia média, tendo sido esta a relação adotada no presente estudo. Assim, para o estudo ao nível do betão adotou-se um plano factorial completo 2², aumentado com 4 misturas axiais e 4 misturas centrais, tal como indicado no Quadro 3. A composição da pasta manteve-se fixa, sendo definida com base nos parâmetros da argamassa otimizada B (ver Quadro 2) e o conteúdo em ar foi fixado em 2%.

Quadro 3. Plano experimental e resultados dos ensaios do estudo ao nível do betão

Ref.	Variáveis independentes		Resultados dos ensaios					
	Vs/Vm	Vg/Vglim	Desp (mm)	T500 (s)	Tfunil (s)	DespJ (mm)	T500J (s)	PJ (mm)
F1	0,440	0,515	709,5	1,63	7,84	661,0	2,88	14,5
F2	0,440	0,585	658,0	2,54	9,38	618,0	3,03	20,0
F3	0,510	0,515	575,5	2,81	10,16	524,0	5,4	29,2
F4	0,510	0,585	494,0	5,1	23,97	429,5	*	45,8
CC1	0,475	0,501	663,5	1,97	9,38	635,0	2,65	19,0
CC2	0,475	0,599	554,0	3,31	14,16	480,0	7,97	36,0
CC3	0,426	0,550	709,5	1,59	8,34	685,5	2,28	16,5
CC4	0,524	0,550	515,5	4,5	12,94	450,5	*	29,5
C1	0,475	0,550	672,0	2,5	11,35	613,5	3,66	26,0
C2	0,475	0,550	633,5	2,16	8,43	610,0	2,75	24,0
C3	0,475	0,550	628,5	2,06	10,37	573,0	4,03	23,5
C4	0,475	0,550	640,0	2,03	9,53	596,0	4,31	20,5

(*) não foi alcançado o diâmetro de 500 mm

Dado que a composição da pasta se manteve fixa, e que se pretendia otimizar o esqueleto sólido formado pelos agregados de forma a assegurar a autocompactabilidade, nesta fase caracterizaram-se apenas as propriedades no estado fresco através dos ensaios de espalhamento, escoamento no funil V e espalhamento no anel J, realizados segundo as normas EN 12350-8:2010, EN 12350-9: 2010 e EN 12350-12: 10, respetivamente. No Quadro 3 apresentam-se os resultados do diâmetro de espalhamento sem anel-J (Desp) e com anel-J (DespJ); do tempo que o betão demora a escoar até ao diâmetro de 500mm sem anel-J (T500) e com anel J (T500J); do tempo de escoamento no funil V (Tfunil) e da capacidade de passagem no anel J (PJ). O anel-J usado nestes ensaios dispõe de 16 varões (o mais exigente), sendo que da análise dos resultados obtidos para PJ verifica-se que nenhuma das misturas satisfaz o critério da norma EN 206-9:2010 para a classe PJ2, ou seja, $PJ \leq 10\text{mm}$. Assim, não será possível usar os resultados deste ensaio para distinguir as misturas estudadas e, por isso, foram selecionadas apenas as variáveis Desp, T500 e Tfunil para o ajuste de modelos numéricos.

O ajuste de modelos numéricos foi realizado através de uma análise de regressão multilinear e análise de variância (ANOVA); à qual se seguiu a validação dos modelos através da análise dos resíduos procurando tendências, evidências de autocorrelação ou “outliers”. Uma descrição mais detalhada destes procedimentos pode ser encontrada em [11]. Os modelos obtidos são apresentados no Quadro 4, onde se pode observar que Vs/Vm foi a variável com maior influência nas propriedades do estado fresco. Com recurso aos modelos numéricos foi possível determinar a região ótima para o BAC da classe SF2+VS2/VF2, ou seja, que satisfazem: $650\text{ mm} < \text{Desp} \leq 750\text{ mm}$; $9\text{ s} \leq \text{Tfunil} \leq 25\text{ s}$ e T500

≥ 2 s (ver Figura 4). De entre estas escolheu-se para composição final aquela que maximiza o conteúdo total em agregados (V_s+V_g), e que corresponde a $V_g/V_{glim}=0,525$ e $V_s/V_m=0,423$. Esta composição corresponde à composição BAC-B apresentada no Quadro 5.

Mantendo inalterado o esqueleto sólido formado pelos agregados, é possível alterar a composição da pasta e manter as propriedades do betão no estado fresco desde que a nova pasta apresente propriedades reológicas semelhantes à inicial, ou de outro modo, que conduza a argamassas com comportamento semelhante no estado fresco. Esta hipótese foi testada substituindo os parâmetros que definem a pasta da composição B pelos das composições A e C (ver Quadros 2 e 5), dando origem às composições BAC-A e BAC-C.

Quadro 4. Modelos numéricos ajustados (valores codificados das variáveis independentes)

<i>Variável de resposta:</i>	<i>Desp (mm)</i>	<i>T500(s)</i>	<i>(T_{funil})^{-2.19} (s)</i>
Termos do modelo			
independente	643,500	2,188	$6,40 \times 10^{-3}$
V_g/V_{glim}	-35,982	0,637	$-1,89 \times 10^{-3}$
V_s/V_m	-71,545	0,982	$-2,45 \times 10^{-3}$
$(V_s/V_m) \times (V_g/V_{glim})$	NS	0,345	NS
$(V_g/V_{glim})^2$	-17,719	0,271	NS
$(V_s/V_m)^2$	-15,844	0,473	NS
Parcela do erro,			
desvio padrão	11,708	0,198	$1,26 \times 10^{-3}$
R^2 / R^2_{ajus}	0,973/0,956	0,968/0,941	0,814/0,773

2.3.- Caracterização das misturas

A influência das características da pasta nas propriedades das três composições de BAC propostas foi avaliada através do ensaio de espalhamento, no estado fresco; e de ensaios de resistividade (Wenner method), resistência à compressão (NP EN 12390-3-2011), módulo de elasticidade (DIN 1048-1991 parte 5), resistência à penetração de cloretos (LNEC E 463-2004) e carbonatação (LNEC E 391-1993), no estado endurecido. A partir dos resultados no estado fresco pode verificar-se que as composições BAC-B e BAC-C satisfazem os critérios das classes SF2+VS2, tal como esperado. A composição BAC-A, apesar de não satisfazer os critérios das SF2+VS2, apresenta uma trabalhabilidade próxima destas classes. Os resultados da resistência à compressão aos 28 dias, avaliada em cilindros, reflete a influência da razão w/c nesta propriedade. Com base nestes resultados e na EN 1992-1-1:2010, estes betões poderão ser classificados com C40 ou C45, sendo por isso adequados para a uma grande variedade de aplicações da engenharia civil. Tal como esperado, os resultados da resistividade aumentam com a diminuição da w/c, o que traduz a presença de uma matriz mais compacta. De acordo com a classificação proposta por RILEM star-230-PSC [12] todos os betões apresentam uma resistência à penetração de

Betão auto-compactável com incorporação do resíduo de mármore

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

cloretos normal. Tal como seria de esperar a profundidade de carbonatação aumenta com o aumento da razão w/c.

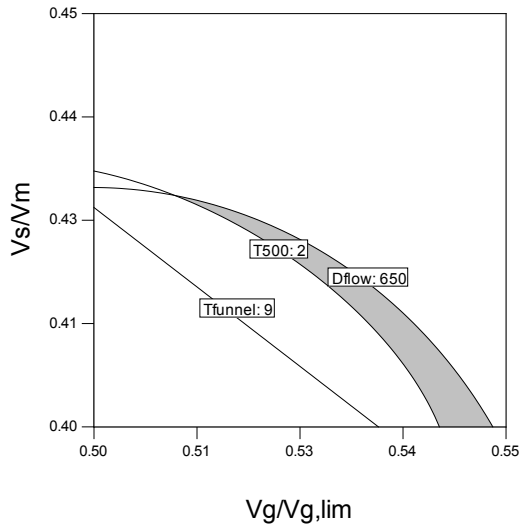


Figura 4. Região otimizada para o BAC

Quadro 5. Composições finais dos BACs

	BAC-A	BAC-B	BAC-C
Parâmetros da mistura			
w/c	0,350	0,400	0,450
Vw/Vp	0,877	0,841	0,814
Sp/p	1,23%	1,23%	1,21%
Vs/Vm		0,423	
s1/s		0,200	
Vg/Vglim		0,525	
Va		0,020	
Materiais constituintes (Kg/m³)			
Cimento	510,29	436,55	381,22
Pó de marmore	102,82	178,20	234,99
Água	177,74	173,75	170,74
Superplastificante	7,541	7,561	7,482
Areia fina		148,89	
Areia média		595,56	
Brita calcária		835,75	

Quadro 6 – Resultados dos ensaios dos BACs

<i>Resultados dos ensaios</i>	BAC-A	BAC-B	BAC-C
Desp (mm)	644 [SF1]	664 [SF2]	676 [SF2]
T500 (s)	1,66 [VS1]	2,04 [VS2]	1,94 [VS2]
Resistividade*, 28 d ($\Omega.m$)	135,0	116,7	104,2
Módulo elasticidade, 28 d (GPa)	42,1	43,2	43,4
Resistência compressão, 28 d (MPa)	54,0	50,7	49,9
Coef. difusão cloretos, 28 d ($\times 10^{-12} m^2 s^{-1}$)	8,70	10,36	11,96
Carbonatação, 181 d de exposição (mm)	4,6	6,4	7,0
(*) Wenner method			

5.- CONCLUSÕES

Um programa experimental baseado num plano fatorial é bastante útil para avaliar os efeitos dos parâmetros da composição e das suas interações sobre as propriedades da argamassa e/ou betão. Partindo de uma composição da pasta otimizada (com um estudo ao nível da argamassa), a composição final do BAC foi estudada para definir o conteúdo e composição dos agregados, envolvendo apenas um número reduzido de experiências. Para o conjunto de materiais usados a variável Vs/Vm foi a que mais influenciou as propriedades no estado fresco. A composição final de BAC obtida, otimizada para maximizar o conteúdo total em agregados, cumpriu todas as exigências no estado fresco correspondente às classes SF2+VS2, podendo ser classificada como C40. Avaliou-se ainda efeito do aumento/redução da razão w/c nas propriedades mecânicas e de durabilidade, mantendo a trabalhabilidade.

O uso de pó de mármore, um resíduo da indústria da pedra ornamental da zona do Alentejo, em Portugal, pode ser uma alternativa tecnológica viável, como adição mineral, na produção de BAC, atendendo às condições de trabalhabilidade e resistências mecânicas habitualmente exigidas em estruturas de betão armado.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pelo Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. Os autores agradecem ainda o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Instituto Federal Fluminense (IFF) e do Centro Tecnológico da Pedra Natural de Portugal (CEVALOR).

REFERÊNCIAS

- [1] Tangtermsirikul S, Khayat KH. Fresh concrete. In: Skarendah A, Petersson O, editors. SCC, State-of-the-Art- Report of RILEM technical committee 174-SCC, RILEM report 23, Cachan Cedex; 2000. p. 17–22.

- [2] Uygunoglu T, Topçu I, Çelik A. Use of waste marble and recycled aggregates in self-compacting concrete for environmental sustainability. *Journal of Cleaner Product.* 2014;84:691-700.
- [3] Ismail, S., Ramli, M., 2013. Engineering properties of treated recycled concrete aggregate (RCA) for structural applications. *Constr. Build. Mater.* 44, 464 – 476.
- [4] Matos A. M, Nunes S, Coutinho J. S. Resíduos industriais em BAC. In: IV Congresso Ibero-americano sobre Betão auto-compactável, Porto, Portugal; 2015. p. 245–255.
- [5] Comissão Europeia. Comunicação da Comissão - Promoção do desenvolvimento sustentável na indústria extractiva não energética da UE. 52000DC0265 2000.
- [6] AIDICO. AITEMIN, CEVALOR and IMM CARRARA. Guideline of possible application of slurries in industries demanding micronized materials and valorization of slurries. LIFE10 ENV/ES/000480, 2012. 58p. Life+: Recyslurry.
- [7] Alyamaç, K. E.; Ince, R. A preliminary concrete mix design for SCC with marble powders. *Construction and Building Materials*, v 23, p. 1201-2010, 2009.
- [8] Mashaly. A.O., El-Kaliouby. B.A., Shalaby. B.N., El-Gohary. A.M., Rashwan. M.A. . 2016. Effects of marble sludge incorporation on the properties of cement composites and concrete paving blocks. *J. Clean. Prod.* 112. 731e741. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.07.023>.
- [9] Okamura, H, Ozawa K, Ouchi M. - Self-compacting concrete, *Structural Concrete*, 2000, v.1, n1, 3-17 pp.
- [10] Destefani, A. Z., Nunes, S., Coutinho, J. S. Argamassa auto-compactável com pó de mármore. In: Encontro Nacional Betão Estrutural, Coimbra, Portugal; 2016.
- [11] Nunes, S., Matos, A. M., Duarte, T., Figueiras, H., Sousa-Coutinho, J., 2013. Mixture design of self-compacting glass mortar. *Cem. Concr. Compos.* 43, 1–11. doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.05.009.
- [12] Beushausen, H., Fernandez, L. L., editors. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability, State-of-the-Art- Report of RILEM technical committee 230-PSC, RILEM report 18, DOI 10.1007/978-94-017-7309-6.

Efeito dos agregados graúdos reciclados nas propriedades de concretos autoadensáveis dosados por empacotamento de partículas

Ivanny S. G. Cavaliere⁽¹⁾, Renan S. Campos⁽²⁾, Mônica P. Barbosa⁽³⁾
e Ana E. P. G. A. Jacintho⁽¹⁾

⁽¹⁾ Faculdade de Engenharia Civil - PUC Campinas, Campinas/SP, Brasil

⁽²⁾ Departamento de Engenharia Mecânica - FEIS/UNESP - Ilha Solteira/SP, Brasil

⁽³⁾ Departamento de Engenharia Civil - FEIS/UNESP - Ilha Solteira/SP, Brasil

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5621>

RESUMO

A construção civil é responsável por significativos impactos ambientais, uma vez que é expressiva consumidora de recursos naturais e grande geradora de resíduos sólidos. A utilização de agregados reciclados pode ser uma alternativa para a mitigação de tais impactos. Por essa razão, o objetivo desse trabalho foi analisar o comportamento, nos estados fresco e endurecido, de concretos autoadensáveis (CAA) produzidos com agregados graúdos reciclados e dosados por meio do conceito de empacotamento de partículas. Foram analisadas quatro composições de CAA, sendo que a primeira empregou apenas agregados naturais, e serviu de referência para este estudo. Nas demais misturas foram utilizados agregados graúdos reciclados de resíduos de construção e demolição em substituição à brita natural, em teores de 20, 50 e 100%, em massa. Os resultados obtidos demonstraram que todas as composições apresentaram desempenho satisfatório no estado fresco, porém, verificou-se que as propriedades mecânicas decresceram consoante o aumento no teor de agregado reciclado.

PALAVRAS-CHAVE: concreto autoadensável; agregados reciclados; empacotamento de partículas; resíduos de construção e demolição; sustentabilidade.

1.- CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O setor da construção civil consome elevada quantidade de recursos naturais, e por consequência, torna-se um expressivo gerador de resíduos de construção e demolição (RCD) [1]. Tais resíduos são diversas vezes descartados em locais impróprios, impactando significativamente o meio ambiente [2].

Diante desse cenário, o controle dos resíduos de RCD minimiza tanto o consumo de recursos minerais, como pode ser considerado uma alternativa viável e ecológica para a

produção de concretos [3]. Em vista disso, o objetivo do presente trabalho foi transformar os agregados de RCD como fonte alternativa de matéria-prima dentro do próprio setor da construção civil, por meio da incorporação dos agregados graúdos reciclados na produção do concreto autoadensável (CAA).

O CAA é um concreto especial capaz de fluir no interior da forma, por ação exclusiva de seu próprio peso, sem a necessidade de vibração mecânica, devendo apresentar habilidade passante, sem bloqueio das partículas de agregado. Além disso, deve possuir resistência à segregação e exsudação, para assim garantir a vida útil das estruturas [4].

A dosagem do concreto, em especial do CAA, deve ser baseada em uma criteriosa seleção e combinação dos materiais constituintes. Nesse sentido, a dosagem das composições desse trabalho empregou o conceito de empacotamento de partículas, o qual é definido por McGeary [5] como a correta seleção da proporção e tamanho adequado dos materiais particulados, de modo que os vazios maiores sejam preenchidos por partículas menores, cujos vazios serão novamente preenchidos com partículas ainda menores, e assim sucessivamente.

Diante disso, foram produzidas quatro composições de CAA com agregados graúdos reciclados, com a finalidade de analisar comparativamente o desempenho no estado fresco e endurecido desses concretos. A composição de referência, empregou exclusivamente agregados graúdos naturais, já nas demais composições foram utilizados agregados graúdos reciclados em substituição aos naturais, em proporções de 20, 50 e 100%, em massa.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Seleção e Caracterização dos materiais

Foram utilizados nesse estudo: cimento CP II E 32, sílica ativa, pó de quartzo, agregados miúdos e graúdos naturais, agregados graúdos reciclados de RCD, aditivo superplastificante à base de policarboxilatos e água.

O cimento, a sílica ativa e o pó de quartzo apresentaram massa específica igual a 3,134 g/cm³, 2,192 g/cm³ e 2,776 g/cm³, respectivamente, determinada de acordo com o procedimento de ensaio da NBR NM 23:2001 [6].

A caracterização física dos agregados foi determinada por meio dos ensaios regidos pelas normativas brasileiras [7-11], e os resultados obtidos são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1. Caracterização física dos agregados.

Determinações	Brita 1	Pedrisco natural	Brita reciclada	Pedrisco reciclado	Areia média	Areia fina	Areia cava
Diâmetro máximo (mm)	19,0	9,50	19,00	9,50	4,75	0,60	2,36
Módulo de Finura	6,81	5,86	6,81	5,81	1,62	0,41	1,51
Massa específica seca (g/cm ³)	2,63	2,90	2,40	2,82	2,66	2,67	2,50
Massa unitária solta (g/cm ³)	1,39	1,58	1,24	1,45	1,62	1,44	1,20
Índice de vazios (%)	47,07	45,49	48,18	46,96	39,25	46,02	52,19
Absorção de água (%)	0,86	1,80	5,93	3,32	ND	ND	ND
Teor de pulverulentos (%)	0,13	0,07	0,49	0,47	1,58	0,91	6,42

ND: não determinado.

As curvas granulométricas dos agregados foram determinadas conforme a NBR NM 248:2003 [7], enquanto a distribuição granulométrica do cimento e das adições minerais foram obtidas por ensaio de granulometria a *laser*, sendo os resultados apresentados na Figura 1.

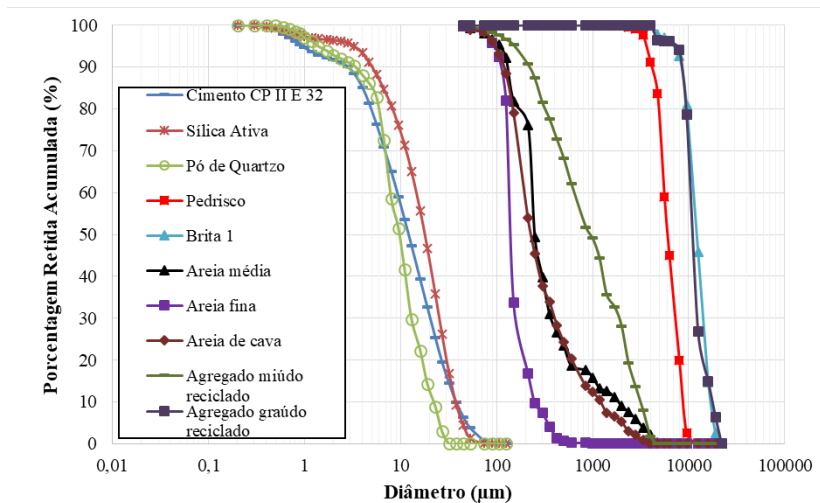


Figura 1. Curvas granulométricas dos materiais particulados.

A composição dos agregados graúdos reciclados utilizados nesse trabalho foi obtida por análise visual conforme a NBR 15116:2004 [12] orienta, e constatou-se predominância de fragmentos concreto, argamassa e rocha natural, totalizando 98,7% da composição dos agregados reciclados, de modo que os mesmos foram classificados como agregado de resíduo de concreto (ARC), em conformidade com a referida norma.

2.2.- Dosagem

Para a dosagem do concreto de referência (REF-E), produzido somente com agregados naturais, foi empregado o modelo de Alfred ou de Andreasen modificado, estabelecido por [13]. Tal modelo apresenta maior eficiência no empacotamento e também é mais adequado para sistemas particulados reais [14]. A representação matemática do modelo de Alfred é apresentada na Eq. (1).

$$CPFT (\%) = \left(\frac{D^q - D_s^q}{D_L^q - D_s^q} \right) \quad (1)$$

Onde: CPFT(%) – porcentagem volumétricas das partículas menores que D;
D – diâmetro da partícula;
D_L – diâmetro da maior partícula;
D_s – diâmetro da menor partícula;
q – coeficiente de distribuição.

Segundo Vanderley [15], o coeficiente “q” deve assumir valores entre 0,20 e 0,25 para a produção de concretos autoadensáveis. Nesse trabalho foi adotado o coeficiente “q” igual a 0,25, e os parâmetros de dosagem D_s = 0,5µm e D_L = 16000 µm foram determinados em função dos materiais particulados empregados. A dosagem da mistura REF-E foi efetuada com auxílio do software EMMA Mix Analyzer [16], que é fundamentado no modelo de Alfred.

2.3.- Métodos de Ensaio

O desempenho das composições do concreto autoadensável no estado fresco foi avaliado por meio dos ensaios prescritos pelas normas brasileiras pertinentes [17-20]. No estado endurecido foram determinadas as resistências à compressão axial [21], à tração por compressão diametral [22] e o módulo de elasticidade estático [23].

3.- RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1.- Dosagem

A dosagem da composição de referência (REF-E) é disposta no Quadro 2, assim como a das demais composições que utilizaram agregados graúdos reciclados em substituição aos naturais, em proporções de 20% (AGR20-E), 50% (AGR50-E) e 100% (AGR100-E), em massa.

Quadro 2. Dosagem das composições estudadas (kg/m³).

<i>Materiais</i>	<i>REF-E</i>	<i>AGR20-E</i>	<i>AGR50-E</i>	<i>AGR100-E</i>
Cimento	358,10	358,10	358,10	358,10
Sílica ativa	54,67	54,67	54,67	54,67
Pó de quartzo	130,88	130,88	130,88	130,88
Brita natural	434,41	347,53	217,20	-
Pedrisco natural	422,24	337,79	211,12	-
Pedrisco reciclado	-	84,45	211,12	422,24
Agregado graúdo reciclado	-	86,88	217,20	434,41
Areia média	627,95	627,95	627,95	627,95
Areia fina	38,43	38,43	38,43	38,43
Areia cava	93,56	93,56	93,56	93,56
Aditivo superplastificante	3,58	3,58	3,58	3,49
Água	Amassamento	220,60	220,60	220,60
	Pré-molhagem	-	7,68	19,19

Os agregados reciclados foram submetidos à pré-molhagem, conforme recomenda a NBR 15116:2004 [12], sendo a água de pré-molhagem correspondente a 80% da capacidade de absorção de água do agregado.

3.2.- Desempenho no Estado Fresco

De acordo com a NBR 15823-1:2010 [24], o concreto autoadensável deve apresentar: espalhamento de 550 mm, no mínimo, e de 850 mm, no máximo; relação entre as alturas final e inicial (H_2/H_1) maior ou igual a 0,80; tempo de fluxo no funil V, de no máximo, 25 s; e, segregação menor ou igual a 20%, no máximo, no ensaio de coluna de segregação. Assim sendo, no Quadro 3 é apresentado o desempenho de cada composição de CAA estudada.

Quadro 3. Desempenho dos concretos no estado fresco.

<i>Composições</i>	<i>Espalhamento (mm)</i>	<i>t₅₀₀ (s)</i>	<i>Caixa L</i>	<i>Funil V (s)</i>	<i>Segregação (%)</i>
REF-E	678	2,73	0,86	5,91	0,00
AGR20-E	685	1,60	0,75	5,36	10,46
AGR50-E	645	ND	0,71	ND	7,47
AGR100-E	558	2,44	ND	6,24	10,41

ND: não determinado.

Conforme análise do Quadro 3, todas as composições estudadas apresentaram desempenho satisfatório perante os ensaios de espalhamento, tempo de escoamento t_{500} e no funil V, e de

resistência à segregação. Contudo, a medida que aumentou a incorporação de agregados reciclados, resultou em perda de habilidade passante dos concretos autoadensáveis. Fato este também observado por [25], que justificaram tal ocorrência em virtude da alta absorção de água dos agregados reciclados.

No presente estudo, a perda de habilidade passante dos CAA's pode ter ocorrido por conta da substituição em massa dos agregados naturais por reciclados, que por apresentar massa específica inferior à do agregado natural, acabam por aumentar o volume de agregados graúdos na mistura para uma quantidade fixa de argamassa, de modo que, há menos argamassa para garantir a mobilidade das partículas de agregado graúdo e também há menor afastamento entre essas partículas, fatores esses que podem contribuir para a perda de habilidade passante.

3.3.- Desempenho no Estado Endurecido

3.3.1.- Resistência à compressão axial

A resistência à compressão axial dos concretos foi determinada para as idades de 3, 7 e 28 dias, sendo os resultados apresentados na Figura 2.

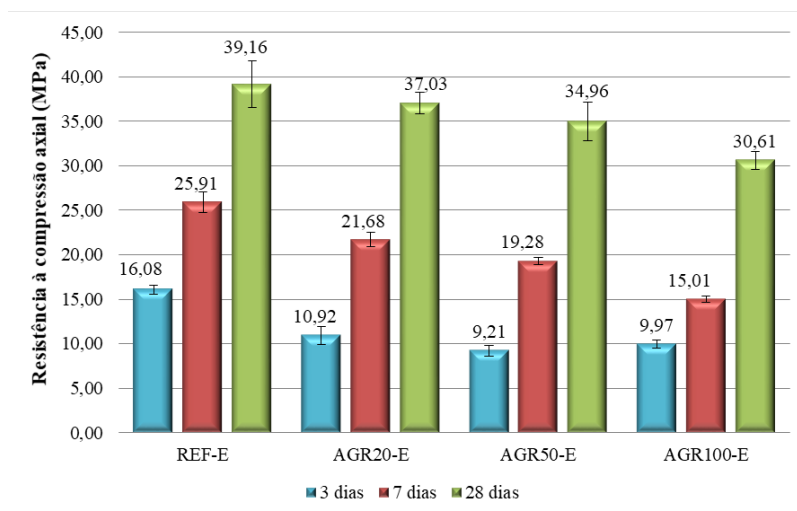


Figura 2. Evolução da resistência à compressão axial dos concretos estudados.

Através da análise da Figura 2, foi possível verificar que conforme houve o aumento no teor de substituição do agregado graúdo natural por reciclado, a resistência à compressão dos concretos foi reduzida. Esta redução ocorreu devido às propriedades dos agregados reciclados, os quais apresentam alta absorção de água e baixa massa específica. Semelhantemente, a presença de fissuras transversais nos agregados reciclados e a existência de pasta de cimento porosa aderida às partículas podem ter favorecido a redução da resistência à compressão [3, 26].

Por um outro lado, acredita-se que a técnica de empacotamento de partículas proporcionou melhorias no esqueleto granular das composições de CAA, sendo possível obter resistências maiores que 30 MPa aos 28 dias para todas as composições estudadas. Como também, garantiu similaridade de resistência da composição AGR20-E em relação ao concreto referência.

3.3.2.- Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral das composições de CAA são apresentadas na Figura 3.

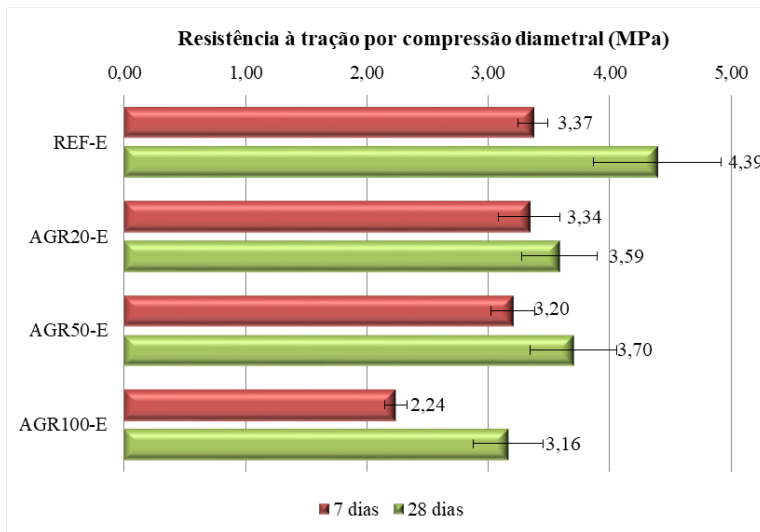


Figura 3. Resistência à tração por compressão diametral dos concretos estudados.

As composições que empregaram agregados reciclados apresentaram redução na resistência à tração por compressão diametral de modo similar ao observado para a resistência à compressão axial. Segundo Mehta e Monteiro [26], as resistências à compressão e as resistências à tração se correlacionam intimamente, isto é, conforme aumenta a resistência à compressão, também cresce a resistência à tração, porém de modo mais lento. Ainda, os mesmos autores dizem que a relação resistência à tração/compressão deve estar entre 7% e 11%. Nesse sentido, a relação resistência à tração/compressão dos concretos com agregados reciclados do presente estudo variou entre 9,70% à 10,58%, e o concreto referência apresentou relação igual a 11,21%. De mesmo modo, [26, 28] notaram diminuição na resistência à tração em concretos autoadensáveis produzidos com agregados reciclados.

3.3.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade dos concretos foi analisado aos 28 dias, e a média dos valores é ilustrada na Figura 4.

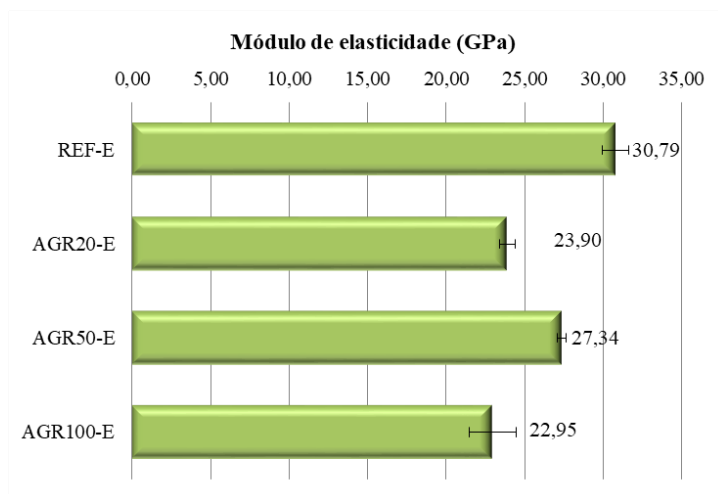


Figura 4. Módulo de elasticidade das composições estudadas.

O módulo de elasticidade do concreto é dependente do módulo de elasticidade dos agregados utilizados. Por isso, com o aumento da incorporação dos agregados reciclados na mistura, os quais possuem módulo de elasticidade menor que os agregados naturais, é previsto redução do módulo de elasticidade dos concretos [29].

Assim sendo, comparado ao concreto referência, todas as composições com agregados reciclados apresentaram redução no módulo de elasticidade. No entanto, não foi encontrada uma relação clara entre o percentual de incorporação e a redução desta propriedade das composições estudadas. [28] relataram diminuição do módulo de elasticidade, entre 13,12% a 18,42%, dos concretos autoadensáveis produzidos com emprego total de agregados graúdos reciclados. E semelhantemente, [29] observou a redução de 13,71% desta propriedade em composições onde houve substituição do agregado graúdo natural pelo reciclado, na proporção de 20%.

4.- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os resultados apresentados nesse trabalho, pôde-se concluir:

- O comportamento no estado fresco de todas as misturas foi similar, contudo foi notada perda sistemática de habilidade passante conforme o aumento no teor de agregados reciclados;
- A diminuição observada nas propriedades mecânicas dos concretos que empregaram agregados reciclados, em comparação ao concreto referência, é reflexo das propriedades desses agregados, os quais apresentam elevada absorção de água e menor massa específica, em comparação aos agregados naturais;
- A substituição de 20% de agregado graúdo natural por reciclado não prejudicou significativamente as resistências à compressão e à tração por compressão diametral, no entanto, foi notada redução expressiva no módulo de elasticidade.

- A técnica de empacotamento de partículas beneficiou o esqueleto granular das composições de CAA, proporcionando resistência à compressão axial superior a 30 MPa aos 28 dias para todas as composições estudadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Usina Recicladora de Hortolândia, à Lafarge-Holcim do Brasil, à Tecnosil, à Grace Construction Products e à Beneficiamento de Minérios Rio Claro pela doação dos materiais utilizados nessa pesquisa, e a ABCP pela realização dos ensaios de granulometria a *laser*. A primeira autora agradece ao CNPq pela concessão de bolsa de iniciação científica.

REFERÊNCIAS

- [1] Souza, L.M., Assis, C.D. e Souto, S.B.G., ‘Agregado reciclado: um novo material da construção civil’, Revista Eletrônica em Gestão, Educação e Tecnologia Digital, 18 (1) (2014) 273-278.
- [2] Tang, W.C., Ryan, P.C., Cui, H.Z. e Liao, W., ‘Properties of Self-Compacting Concrete with Recycled Coarse Aggregate’, Hindawi Publishing Corporation, (2016).
- [3] Silva, Y.F., Robayon, R.A., Matthey, P.E. e Delvasto, S., ‘Properties of self-compacting concrete on fresh and hardened with residue of masonry and recycled concrete’, Construction and Building Materials, 124 (2016) 639-644.
- [4] Okamura, H. e Ouchi, M., ‘Self-compacting concrete’, Journal of Advanced Concrete Technology, 1 (1) (2003) 5-15.
- [5] McGeary, R.K., ‘Mechanical packing of spherical particles’, Journal of the American Ceramic Society, 44 (10) (1961) 513-522.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, ‘NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica’, 2001, 5p.
- [7] ‘NBR NM 248: Determinação da composição granulométrica’, 2003, 6p.
- [8] ‘NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente’, 2009, 6p.
- [9] ‘NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água’, 2009, 8p.
- [10] ‘NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios’, 2002, 8p.
- [11] ‘NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μ m’, 2003, 6p.
- [12] ‘NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos’, 2004, 12p.
- [13] Funk, J.E., Dinger, D., ‘Predictive process control of crowded particulate suspensions: applied to ceramic manufacturing’, (Springer Science, New York, 1994).

Efeito dos agregados graúdos reciclados nas propriedades de concretos autoadensáveis...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [14] Oliveira, C. O., 'Análise das propriedades reológicas de materiais cimentícios associando o conceito de empacotamento de partículas', Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira (2013).
- [15] Vanderlei, R. D., 'Análise experimental do concreto pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas', Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos (2004).
- [16] Elkem. Emma Mix Analiser. Disponível em: < <https://www.elkem.com/download-centre/?query=&tags=Concrete&cat=3> >. Acesso em: 25 fev 2017.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 'NBR 15823-2: Concreto auto-adensável – Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams', 2010, 8p.
- [18] 'NBR 15823-5: Concreto auto-adensável – Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do Funil V', 2010, 7p.
- [19] 'NBR 15823-4: Concreto auto-adensável – Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L', 2010, 8p.
- [20] 'NBR 15823-6: Concreto auto-adensável – Parte 6: Determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação, 2010, 7p.
- [21] 'NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos', 2007, 9p.
- [22] 'NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos', 2011, 5p.
- [23] 'NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão', 2008, 16p.
- [24] 'NBR 15823-1: Concreto auto-adensável – Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco', 2010, 11p.
- [25] Carro-López, D. et al., 'Study of the rheology of self-compacting concrete with fine recycled concrete aggregates', *Construction and Building Materials*, 96 (2015) 491-501.
- [26] Campos, R.S., 'Concreto autoadensável produzido com resíduos de construção e demolição: propriedades mecânicas e reológicas', Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Campinas (2017).
- [27] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M., 'Concreto: microestrutura, propriedades e materiais', (IBRACON, São Paulo, 2014).
- [28] Gesoglu, M. et al., 'Failure characteristics of self-compacting concretes made with recycled aggregates', *Construction and Building Materials*, 98 (2015) 334-344.
- [29] Grdic, Z.J. et al. 'Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate', *Construction and Building materials*, 24 (7) (2010) 1129-1133.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Aditivos superplastificantes de última generación basados en polímeros PAE para el control de la viscosidad plástica del hormigón

P. Borralleras ⁽¹⁾, J.J. Jurado ⁽²⁾, S. Parra ⁽³⁾ y J. Caballero ⁽⁴⁾

⁽¹⁾ Technical & Marketing Manager, BASF Construction Chemicals, España.

⁽²⁾ Head of Technical Services, BASF Construction Chemicals, España.

⁽³⁾ Segment Manager Admixture Systems, BASF Construction Chemicals, España.

⁽⁴⁾ Project Manager Admixture Systems, BASF Construction Chemicals, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5633>

RESUMEN

Con la introducción de los aditivos reductores de agua basados en policarboxilatos (PCE) se abrieron las puertas para el desarrollo del hormigón autocompactante (HAC). La evolución de estos aditivos ha derivado en la más reciente tecnología de polímeros para el diseño de aditivos superplastificantes: los polímeros PAE. La aportación más relevante de los polímeros PAE es la mejora del comportamiento reológico del hormigón y la reducción de la viscosidad plástica, incluso en condiciones adversas de relaciones volumétricas agua/finos ($R_{vol} A/F$) extremadamente bajas.

Con estas características, los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE encajan perfectamente con las propiedades requeridas y en las particularidades de diseño del HAC, para permitir la producción de hormigones de fácil bombeo y vertido y con mejor calidad de acabado. La reducción de viscosidad plástica aportada por los polímeros PAE no solamente permite la optimización de los costes de ejecución. También es posible optimizar el coste de producción y la huella de CO₂ asociada al hormigón gracias a permitir maximizar el uso de adiciones en detrimento del cemento.

PALABRAS CLAVE: PAE, superplastificantes, viscosidad plástica, reología, bombeo.

1.- INTRODUCCIÓN

La elevada fluidez que requiere el HAC para fluir libremente a través de las armaduras y acomodarse a la geometría del encofrado precisa del uso de aditivos superplastificantes basados en PCE a altas dosificaciones. Con los elevados niveles de fluidez aportados, para que la masa en estado fresco permanezca estable y no presente síntomas de disgregación en todo momento, es necesario emplear un elevado volumen de finos combinado con una baja cantidad de agua. En esta situación, la baja relación entre el volumen de agua y el de finos genera un incremento severo de la viscosidad del hormigón que a menudo se manifiesta como una limitación que condiciona tanto aspectos de ejecución como de diseño del HAC.

La viscosidad del HAC, además de con los métodos de ensayo puramente reológicos, puede observarse tanto en el ensayo de extensión de flujo con el T_{50} como especialmente en el embudo V. Para este último ensayo, se han publicado numerosas recomendaciones acerca de los valores máximos admitidos, coincidiendo en todos los casos en que un HAC con muy alta viscosidad no se considera apto para los fines propuestos [1].

La problemática radica en que, además de los condicionantes de diseño del HAC que de por sí ya provocan un aumento de la viscosidad, los aditivos superplastificantes basados en polímeros de PCE amplifican este efecto de tal modo que la elevada viscosidad plástica acaba por ser una característica relevante del HAC que a menudo es la responsable de varios de los defectos típicos observados en obras ejecutadas con este tipo de hormigón.

2.- PARÁMETROS QUE CONTROLAN LA VISCOSIDAD PLÁSTICA DEL HAC

La viscosidad de un hormigón depende de varios factores, pero el tipo de aditivo superplastificante empleado y la $R_{vol} A/F$ (relación agua/finos totales en volumen) son dos de los que ejercen una mayor influencia.

2.1.- Influencia de la $R_{vol} A/F$ (relación agua/finos totales en volumen)

A medida que decrece la relación entre el volumen de agua y el volumen de finos totales (cemento, adiciones, fillers, finos de la arena) se reduce el agua efectiva para plastificar la masa. Esto conlleva a la reducción de la $R_{vol} A/F$ e implica que el hormigón muestre una apariencia menos dócil y pegajosa, con mucha inercia al movimiento, que complica la puesta en obra y puede ocasionar acabados deficientes y mermas en la autocompactabilidad.

Como puede observarse en la Fig. 1(a), la $R_{vol} A/F$ decrece progresivamente con el aumento de finos totales a volumen de agua constante, pero la viscosidad plástica incrementa exponencialmente con la reducción de la $R_{vol} A/F$, tal y como muestra la Fig. 1(b). Por lo tanto, la elevada demanda de finos que requiere el HAC ($500-550 \text{ kg/m}^3$) tiene efectos exponenciales sobre la viscosidad plástica, que se ven multiplicados por las características de los aditivos superplastificantes requeridos.

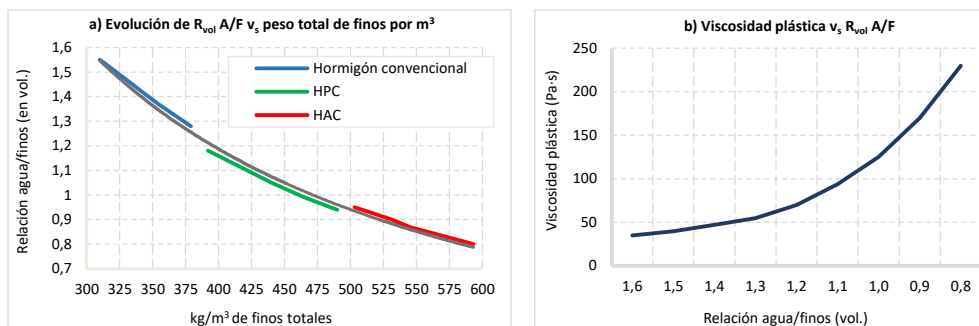


Figura 1. a) Evolución de la $R_{vol} A/F$ con los kg/m^3 de finos a volumen de agua constante. b) Relación entre viscosidad plástica del hormigón y $R_{vol} A/F$

Como puede observarse, las características de diseño del HAC, debido al elevado contenido de finos y la baja R A/C, sitúan este tipo de hormigón en las condiciones de máximas viscosidades plásticas.

2.2.- Influencia del aditivo superplastificante

El incremento de viscosidad plástica que provocan los aditivos superplastificantes basados en PCE es un fenómeno conocido y estudiado [2]. Este comportamiento contrasta con el observado en los condensados de naftalensulfonato, los cuales apenas provocan incrementos de viscosidad apreciables incluso cuando son usados a alta dosis, aunque su empleo para la fabricación de HAC no es viable debido a su insuficiente capacidad fluidificante.

El efecto sobre la viscosidad plástica del HAC generado por un polímero de PCE no es igual en todas las estructuras poliméricas. En la Fig 2 se presentan resultados de viscosidad plástica y de tiempo de descarga en el embudo V en función de la dosis y del tipo de aditivo superplastificante empleado en una dosificación de HAC con filler calizo que se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Dosificación de HAC con filler calizo

Componente	CEM I-42,5R	Filler calizo	R A/C	R _{vol} A/F	Áridos	Aditivo PCE
kg/m3	390	130	0,46	0,96	1.650	1,0 – 1,8%

Como puede observarse en la Fig 2(a), la longitud de las cadenas laterales tiene una incidencia más pronunciada en el incremento del tiempo de descarga en el embudo V, que puede relacionarse directamente con la viscosidad del HAC. Asimismo, el incremento de dosificación de aditivo también acarrea incrementos de la viscosidad plástica, según muestra la Fig. 2(b), expresada de forma relativa a partir del valor registrado con el 1% de aditivo.

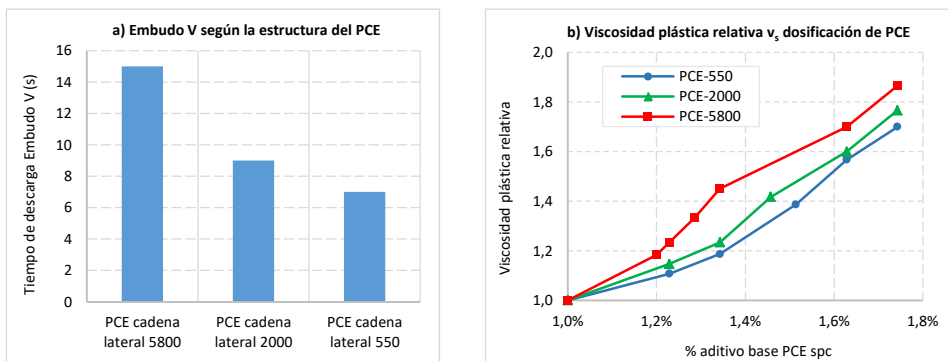


Figura 2. a) Resultados del embudo V con diferentes estructuras de PCEs a dosificación equivalente. b) Efectos de la dosificación de PCEs con diferente cadena lateral sobre la viscosidad plástica

Debido a que los polímeros de PCE con cadena lateral larga son los que mayor capacidad fluidificante presentan, no siempre es posible poder corregir el incremento de viscosidad seleccionando PCEs con cadena lateral más corta, que por otro lado requerirán de una mayor dosificación para alcanzar la misma fluidez, obligando a aplicar en cualquier caso correcciones en el diseño del HAC.

El fenómeno de incremento de viscosidad generado por los polímeros de PCE se explica a partir de la rigidez de la interacción del terminal $-\text{COO}^-$ de anclaje del aditivo con la superficie de la partícula de cemento ionizada. El terminal carboxilato concentra la carga aniónica en los dos átomos de oxígeno del grupo funcional, de tal modo que la atracción electrostática que general la adsorción hace que la unidad de polímero adsorbida se disponga muy próxima a la partícula coloidal.

3.- POLÍMEROS PAE: ESTRUCTURA Y MECANISMO DE DISPERSIÓN

La tecnología de los polímeros PAE (abreviación de condensados de poli-aril éter fosfónico), diseñada y producida por BASF, permite la fabricación de hormigones con baja viscosidad y de reología mejorada, suponiendo un avance en relación a la química de los tradicionales PCE, que se explica a partir de las diferencias estructurales entre ambos tipos de polímeros.

Los polímeros basados en poli-aril éter (PAE) tienen una estructura muy similar a la de los policarboxilatos, con la misma típica forma de peine fruto de la presencia de cadenas laterales de condensados polióxido de etileno. Como presenta la Fig. 3(a), la principal diferencia radica en la estructura de su cadena principal, formada por condensados de poli-aril éter en lugar de secuencias de ácido acrílico, metacrílico o maléico, y especialmente en los grupos de adsorción con el cemento que, a diferencia de los PCE, está basada en grupos funcionales fosfónicos en lugar de radicales carboxílicos, tal y como muestra la Fig. 3(b).

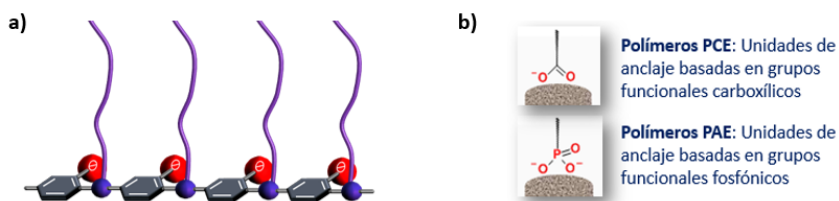


Figura 3. a) Estructura de los polímeros PAE. b) Grupos funcionales de adsorción del PCE y PAE.

Estas diferencias estructurales son esenciales para permitir una interacción más flexible y de menor rigidez estructural entre el aditivo y las partículas de cemento. Este comportamiento se explica a partir del efecto que ejerce la apolaridad de los anillos aromáticos de la cadena principal en el proceso de adsorción, que limita la aproximación del polímero a la capa de Stern. Este mecanismo de interacción, macroscópicamente se traduce en una disminución significativa de la viscosidad plástica del hormigón debido a la menor ordenación del sistema.

4.- COMPORTAMIENTO Y PRESTACIONES DE LOS POLÍMEROS PAE

De modo general, las prestaciones en cuanto a capacidad fluidificante, aire ocluido, tiempo de fraguado y generación de resistencias mecánicas de los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE pueden considerarse equivalentes a las de los aditivos basados en PCE, siendo el efecto sobre la reología la principal diferencia entre ambos tipos

4.1.- Efecto de los polímeros PAE sobre la reología y viscosidad plástica del hormigón

La principal diferencia entre los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE y los basados en polímeros de PCE recae en el impacto provocado sobre la viscosidad plástica del HAC. Como se ha observado en la Fig. 2, el incremento de dosificación de aditivos en base PCE, o el empleo de los tipos de PCE con mayor capacidad fluidificante (por contener cadenas laterales de mayor longitud), genera incrementos exponenciales de la viscosidad plástica del HAC a pesar de incrementar el grado de fluidez.

Para observar las diferencias a nivel reológico entre los polímeros PAE y los polímeros de PCE, se emplea una dosificación de HAC con $R_{vol} A/F$ inicial de 0,90 y un 1,0% spc de aditivo superplastificante para dar una consistencia inicial de 630 mm en el ensayo de extensión de flujo. La Tabla 2 presenta la dosificación del HAC descrito.

Tabla 2. Dosificación de HAC, con 1,0% spc de aditivo

<i>Componente</i>	<i>CEM I-42,5R</i>	<i>Filler calizo</i>	<i>R A/C</i>	<i>R_{vol} A/F</i>	<i>Áridos</i>	<i>Aditivo</i>
kg/m ³	430	155	0,44	0,90	1.570	1,0%

En la Fig 4(a), para observar como impacta la dosificación de cada tipo de polímero sobre la viscosidad plástica del HAC, en cada incremento de dosis de aditivo superplastificante se ajusta (reduce) el contenido de agua para equilibrar la consistencia inicial sobre el valor de 630 mm. De este modo, cada ajuste del contenido de agua (incremento de dosis de aditivo) provoca una reducción del valor de la $R_{vol} A/F$.

Como se observa en la Fig. 4(a), en un HAC con el mismo valor de fluidez inicial los polímeros PAE experimentan un menor incremento de la viscosidad plástica al aumentar la dosificación de aditivo. En consecuencia, puede afirmarse que los polímeros PAE no son tan sensibles al efecto que provoca la reducción de la $R_{vol} A/F$ sobre el incremento de viscosidad, y, por lo tanto, el HAC producido con aditivo superplastificante basado en polímeros PAE mantendrá la misma estabilidad y resistencia a la segregación pero con unos valores de viscosidad plástica hasta un 30% inferiores al mismo HAC producido con un aditivo basado en polímeros de PCE.

En el caso del impacto producido sobre la tensión de cizallamiento en función del tipo de polímero, la Fig. 4(b) muestra la evolución del valor de tensión de cizalla y de viscosidad plástica del HAC presentado en la Tabla 2 a diferentes $R_{vol} A/F$, producido con un aditivo basado en PCE y con un aditivo basado en polímeros PAE, a igual nivel de fluidez.

La modulación de la $R_{vol} A/F$ se obtiene ajustando la cantidad inicial de 155 kg/m^3 de filler calizo hasta 125 kg/m^3 y 100 kg/m^3 , que corresponden a los valores de $R_{vol} A/F$ de 0,9 (inicial), 0,95 y 1,00 respectivamente. Se observa que las diferencias entre los valores de tensión de cizalla no son relevantes entre el polímero de PAE y de PCE porqué las variaciones de la $R_{vol} A/F$ no tienen efecto apreciable sobre este parámetro. Sin embargo, sí incide de manera determinante sobre el valor de viscosidad plástica del HAC.

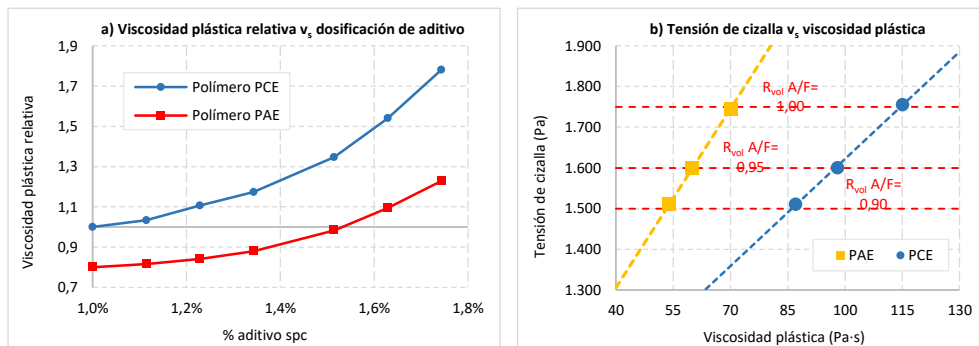


Figura 4. a) Evolución de la viscosidad plástica relativa en función de la dosificación de aditivo. b) Tensión de cizalla y viscosidad a diferentes $R_{vol} A/F$ con polímeros PAE y PCE

2.2.- Capacidad de reducción de agua y fluidificante de los polímeros PAE

El óptimo desarrollo de las formulaciones de aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE ha permitido el diseño de aditivos que presentan una capacidad de reducción de agua y de fluidificación comparable a los PCE tradicionales, pero que al mismo tiempo mejoran la reología y evitan el incremento de la viscosidad plástica del HAC. La Fig. 5 presenta la evolución de la extensión de flujo en relación al T_{50} obtenida por el incremento de la dosis de polímeros. Se emplea la dosificación del HAC presentado en la Tabla 2 pero incrementando el contenido de filler calizo hasta 200 kg/m^3 para soportar los incrementos de aditivo sin reducir el contenido de agua y no causar segregación de la masa.

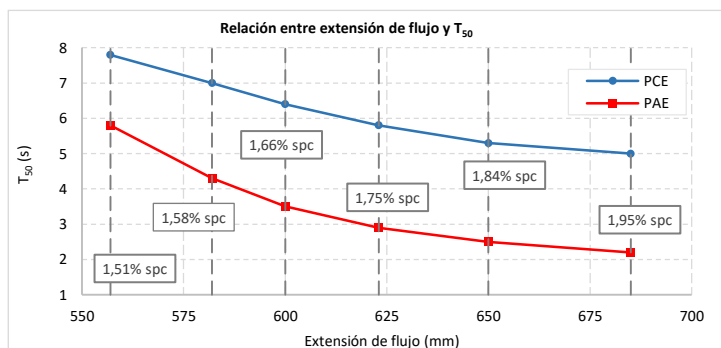


Figura 5. Evolución de la extensión de flujo y del T_{50} con diferentes dosificaciones de aditivo

Los resultados obtenidos muestran que el desarrollo de fluidez medido por la extensión de flujo es equivalente con las dosificaciones de superplastificantes basados en PCE y en polímeros PAE. Sin embargo, la relación entre el T_{50} y la extensión de flujo no es igual para ambos polímeros, mostrando sistemáticamente ,menores valores de T_{50} con el polímero PAE a niveles equivalentes de extensión de flujo.

Este comportamiento se explica a partir de la menor viscosidad plástica del HAC fabricado con polímeros PAE en relación a los polímeros de PCE, mostrando coherencia con los resultados obtenidos anteriormente.

5.- APORTACIONES PRÁCTICAS DE LOS POLÍMEROS PAE EN EL HAC

La reducción del impacto sobre la viscosidad que se logra con la tecnología de polímeros PAE en relación a los PCE se traduce en mejoras tanto en el proceso de puesta en obra como en el diseño del hormigón y sus implicaciones en el desarrollo sostenible.

5.1.- Incremento del rendimiento de ejecución y puesta en obra del hormigón

La viscosidad plástica es un parámetro crítico que frecuentemente se relaciona con defectos en la calidad de acabado y la capacidad de relleno del HAC. Un HAC con altos valores de viscosidad plástica, a pesar de la elevada fluidez, presenta limitaciones en su habilidad para fluir libremente y rellenar perfectamente las formas del encofrado. Adicionalmente, y en especial en aplicaciones verticales como por ejemplo muros encofrados, una elevada viscosidad dificulta la evacuación del aire atrapado.

En estas situaciones, si el vertido del HAC no se realiza muy lentamente, la alta viscosidad impide que el aire escape, acumulándose en la superficie y generando acabados de calidad deficiente. En consecuencia, una alta viscosidad del HAC implica un mayor tiempo de puesta en obra, el cual incrementará los costes de producción de la obra.

El empleo de aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE en la fabricación de HAC aporta la posibilidad de optimizar los costes de producción debido a que se acorta el tiempo de puesta en obra, tanto en el caso de vertido directo como en ejecuciones por bombeo.

Como puede observarse en la Fig. 6(a), la presión requerida para permitir el bombeo de un hormigón es directamente proporcional a la viscosidad plástica del hormigón [3], requiriendo mayores presiones de bomba en hormigones de mayor viscosidad. En base a esta afirmación, las reducciones de viscosidad plástica aportadas por los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE se traduce en claras mejoras en el proceso de bombeo.

La Fig. 6(b) presenta los resultados de presión obtenidos en pruebas de bombeo a escala industrial con una formulación de HAC idéntica y con los mismos valores de fluidez, tratada con polímeros PAE y con polímeros PCE. Se observa que las reducciones medias de

presión alcanzadas con el aditivo base PAE son de aproximadamente 60 bar comparativamente al HAC fabricado con aditivo basado en PCE.

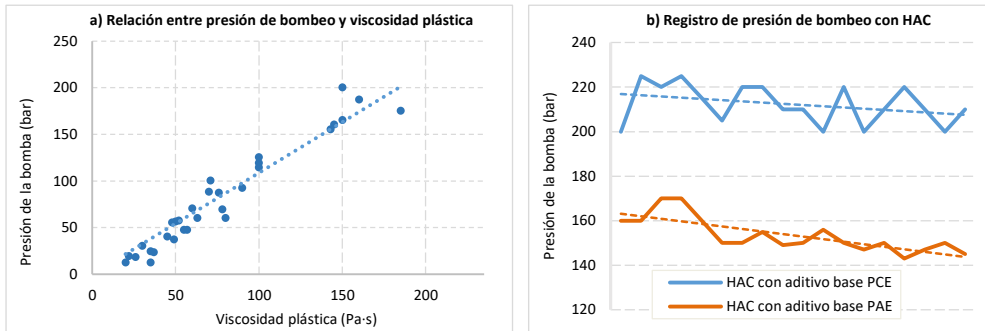


Figura 6. a) Influencia de la viscosidad plástica en la presión de bombeo. b) Registro de presiones de bombeo en una aplicación de HAC a escala industrial

Los valores de presión de bombeo comparando los dos tipos de aditivos demuestran con claridad la aportación de los polímeros de PAE en la optimización de los procesos de bombeo.

Evaluando el rendimiento de producción, en la Fig. 7(a) se observa que con la tecnología de polímeros PAE se registra un incremento del rendimiento de bombeo de 3-4 m³/h, gracias a una mayor capacidad de relleno del cilindro de hasta el 12%. La Fig. 7(b) es un esquema del funcionamiento de una bomba de hormigón a partir del cual puede deducir que el incremento del relleno del cilindro de la bomba es consecuencia directa de la menor viscosidad plástica del hormigón, que permite que el proceso de succión en cada embolada sea más eficiente, cargando el cilindro con más volumen de hormigón y por lo tanto haciendo circular un mayor volumen en cada embolada.

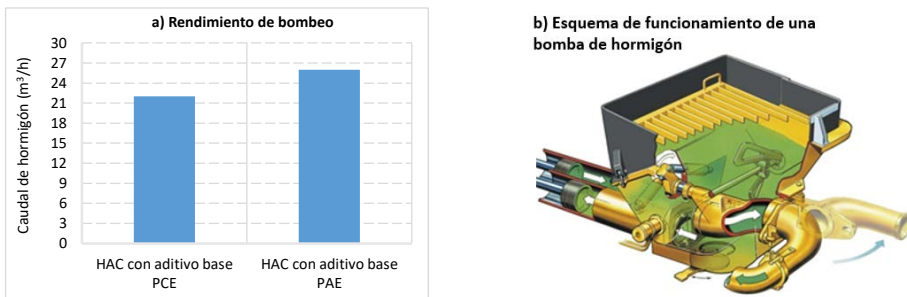


Figura 7. a) Rendimiento de bombeo. b) Esquema de funcionamiento de una bomba de hormigón

Las ventajas en el proceso de bombeo que aportan los polímeros PAE permite optimizar los costes de dosificación de los hormigones que deben ser bombeados, especialmente en los casos donde es necesario incrementar la cantidad de cemento o emplear arenas correctoras

para aportar finos y volumen de mortero. En ambos casos, empleando aditivos basados en polímeros PAE, es posible suprimir estas medidas adicionales, aportando ahorros de coste.

Adicionalmente, la menor viscosidad implica un menor rozamiento entre el hormigón y los conductos de la bomba. De este modo, el desgaste de tuberías y útiles de la maquinaria es menor, pudiendo optimizar los costes de mantenimiento.

5.2.- Optimización del coste de producción de hormigón y reducción de la huella de CO₂

Muy frecuentemente, las dosificaciones de HAC contienen más cemento del estrictamente necesario para satisfacer la demanda de resistencias y de durabilidad. El motivo de esta sobre-dosificación de cemento es la necesidad de la aportación de la cantidad de finos mínima que requiere el HAC para conservar sus propiedades de capacidad de paso y de relleno, preservando al mismo tiempo la estabilidad frente a la segregación.

Estas situaciones son típicas en los casos en que la demanda de agua de las adiciones o fillers empleados para el aporte de finos son elevadas, y que requieren mayores dosificaciones de aditivo para evitar incrementar el contenido de agua. Cuando los materiales que aportan finos no son de la calidad esperada, la cantidad a emplear se ve limitada por los efectos secundarios que pueden producir sobre la demanda de agua y la viscosidad del hormigón. Cuando esto sucede, irremediablemente la demanda de finos debe ser compensada incrementando el contenido de cemento y la cantidad de agua. Estas correcciones de diseño, además de implicar sobrecostes de la dosificación del HAC, tienen consecuencias directas en la huella de CO₂ asociada al hormigón.

La situación planteada puede ser perfectamente corregible con el empleo de aditivos basados en polímeros PAE. Cuando un filler presenta una demanda de agua elevada no es posible en todas las ocasiones compensar este efecto con el incremento de la dosificación de superplastificante basado en PCE tradicional porque el aumento de viscosidad plástica que se experimenta es inviable para garantizar la correcta puesta en obra del hormigón. Sin embargo, gracias a la baja sensibilidad que muestran los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE frente al aumento de la viscosidad del hormigón, es posible corregir la demanda de agua de los fillers simplemente con el incremento de dosificación de aditivo, sin acarrear problemas relacionados con el vertido o bombeo del HAC. Por lo tanto, es posible emplear mayores cantidades de adición o filler y se evita la sobre-dosificación de cemento a modo de aporte finos, la cual tiene una incidencia directa en la huella de CO₂.

En las Fig. 8 se presenta la optimización de un diseño de HAC empleando la tecnología de los polímeros PAE frente a los aditivos tradicionales en base PCE, así como su efecto en la huella de CO₂ asociada.

El cálculo de la huella de CO₂ de cada HAC presentado se realiza mediante la herramienta informática “BASF Life Cycle Analyzer”. Dicha herramienta está auditada, validada y certificada por TÜV, NSF, DGNB, GBC, HQE y BREEAM y conforme con los estándares ISO, confirmando la validez de los datos obtenidos. Los valores de equivalentes de CO₂ considerados para cada componente individual se obtienen a partir de los valores

publicados en las EPD de cada ingrediente. Estos son los datos que se introducen en la herramienta de cálculo mencionada a partir de los cuales se obtiene la huella de CO₂ asociada a cada dosificación de HAC mostrada en la Fig 8.

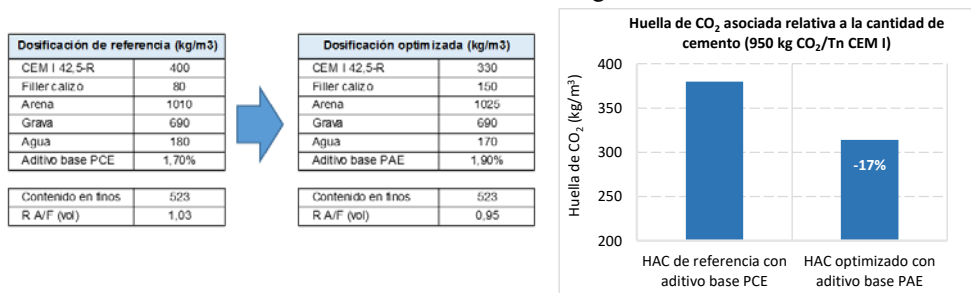


Figura 8. Optimización de una formulación de HAC con aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE y su consecuencia en la huella de CO₂

Como puede observarse, la menor sensibilidad de los aditivos superplastificantes basados en polímeros PAE frente a los efectos que provoca la disminución de la R_{vol} A/F sobre la viscosidad plástica puede aprovecharse para optimizar la relación de proporciones entre el cemento y el resto de adiciones que actúan como aporte de finos. De este modo, con la reducción del contenido de cemento acompañada por el incremento del contenido de adición, la huella de CO₂ asociada a un metro cúbico de HAC puede reducirse entre un 10-20%, pero a esta contribución debe añadirse las otras aportaciones relacionadas con la mayor rapidez de la puesta en obra, que implica menores consumos energéticos, colaborando a la mejora de la sostenibilidad global de la obra.

5.- CONCLUSIONES

La última generación de aditivos superplastificantes basados en polímeros de PAE representan el último avance en la tecnología de aditivos superplastificantes para hormigón. Sus propiedades únicas sobre el control de la viscosidad plástica del hormigón y su menor sensibilidad ante el descenso de la R_{vol} A/F hacen que esta tecnología sea ideal para la producción de HAC, aportando ventajas en el proceso de puesta en obra al mismo tiempo que permiten optimizar los costes de producción y la sostenibilidad de los hormigones.

REFERENCIAS

- [1] Varios (2005). “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use”. EFNARC
- [2] F. Puertas, H. Santos, M. Palacios, S. Martínez-Ramírez (2006). “Polycarboxylate superplasticizers admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behavior in cement pastes”. *Advances in Cement Research*, núm. 2, pág. 77-89.
- [3] M. Benaicha, O. Jalbaud, A. Hafidi Alaoui, Y. Burtschell (2013). “Correlation between the pumping and the rheological properties of self-compacting concrete: a practical study”. *Int. Journal of Engineering and Technical Research*, ISSN 3121-0869.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Un nuevo enfoque para optimizar dosificaciones de hormigón autocompactante

Benjamin Linden ⁽¹⁾ y Emilio García-Taengua ⁽¹⁾

⁽¹⁾ School of Civil Engineering, University of Leeds, Inglaterra, Reino Unido.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5958>

RESUMEN

Todo procedimiento para diseñar hormigones autocompactantes comprende dos etapas: la aplicación de un método de dosificación, y el ajuste de la mezcla mediante amasadas de prueba. Ambas se centran en el comportamiento del hormigón en estado fresco, buscándose maximizar tres propiedades fundamentales: fluidez, capacidad de llenado, y estabilidad. Este estudio propone formular matemáticamente el comportamiento en fresco del hormigón autocompactante como un fenómeno multivariado. Este nuevo enfoque posibilita una optimización más robusta de los hormigones autocompactantes. Con esta finalidad, se ha llevado a cabo un metanálisis de cerca de trescientas dosificaciones recogidas de distintas fuentes, abarcando: las propiedades de los materiales utilizados y sus cantidades relativas; los resultados de los ensayos de escurrimiento, embudo en V, anillo en J, caja en L, e índice visual de segregación; y la resistencia media a compresión simple. Se han estudiado las relaciones de codependencia entre los distintos parámetros medibles, y cómo estas relaciones se ven afectadas por cambios en la dosificación.

PALABRAS CLAVE: dosificación, optimización, resistencia, segregación.

1.- INTRODUCCIÓN

Las dosificaciones de hormigón autocompactante (HAC) buscan tres características fundamentales: capacidad de llenado, capacidad de paso, y estabilidad. La capacidad de llenado se puede modificar fácilmente con aditivos superplastificantes, pero asegurar al mismo tiempo un nivel adecuado de capacidad de llenado y estabilidad es más complejo. La capacidad de paso depende en gran medida del contenido en áridos y su tamaño máximo, además de su granulometría y la cohesión de la mezcla [1], [2]. La estabilidad puede medirse a través del índice visual de segregación o VSI [3], depende de la cohesión de la mezcla y de su viscosidad [4], que no debe verse reducida en exceso para evitar que la mezcla presente tendencia a segregar. El incremento del contenido en finos, mediante la incorporación de filler o adiciones activas, contribuye a una mayor cohesión. La adición de reguladores de la viscosidad es una estrategia complementaria a las anteriores al compensar

la reducción de viscosidad en condiciones de alta fluidez, reduciendo por tanto el riesgo de segregación [5].

Las consideraciones anteriores se han venido incorporando de forma más o menos directa a los métodos de dosificación propuestos para HAC. La mayoría de propuestas se pueden agrupar en cinco categorías [6]: métodos empíricos [7], [8]; basados en la resistencia a compresión [9], [10]; basados en el empaquetamiento de los áridos [11]–[13]; basados en la reología de la pasta [14], [15]; o bien derivados de análisis estadísticos [4], [16].

Los métodos de este último grupo proponen ecuaciones predictivas para las propiedades en fresco en función de la dosificación. Sin embargo, presentan problemas importantes: la hiper-especificación, cuando se intenta forzar ajustes casi perfectos, lo que conlleva graves pérdidas de generalidad; la representatividad de los datos experimentales, normalmente por el reducido número de amasadas; la poca atención que se da a la variabilidad; o el sesgo de confirmación, al intentar obtener ecuaciones que confirmen los comportamientos esperados. Nuestra propuesta es que los llamados métodos estadísticos de dosificación no se enfoquen a obtener dosificaciones, sino que se utilicen para optimizarlas, evaluando el impacto que los cambios en la dosificación tienen sobre el comportamiento en fresco.

2.- DEFINICIÓN Y ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO

2.1.- Motivación y objetivos

Hasta la fecha, no se había emprendido ningún estudio cuyo objetivo fuese modelizar el comportamiento de los HAC en un sentido amplio, incorporando la variabilidad de los datos de partida. Esta variabilidad debe reflejar la realidad de las dosificaciones de HAC. El objetivo de este estudio es incorporar esta variabilidad de los HAC en una base de datos y luego usarla para construir modelos sin pérdida de generalidad. Esto se ha hecho realizando un metanálisis de los resultados de diferentes estudios previamente realizados.

2.2.- Fases del estudio

Este estudio se organizó en cinco fases que se acometieron en el siguiente orden:

- Búsqueda bibliográfica, recolección de información y compilación de la misma en una base de datos, donde cada dato individual comprende la información relativa a la dosificación así como las propiedades en fresco. Para mayor generalidad, se hizo un esfuerzo importante para lograr una buena representación de casos con valor del índice visual de segregación y de hormigones autocompactantes con fibras.
- Análisis descriptivo preliminar de las distintas variables, para lograr una buena representatividad de la información recogida en la base de datos, detectando y excluyendo casos atípicos. Para evitar sesgos, se procedió a la definición razonada de reglas de filtrado, que se aplicaron sistemáticamente en la limpieza de la base de datos.
- Tratamiento de datos faltantes. Como no todos los estudios previos han caracterizado el comportamiento en fresco de los HAC mediante los mismos ensayos, no todos los casos recogidos en la base de datos incluirían valores para todas las variables. Se

decidió descartar los casos donde faltaba una parte importante de la información, y en casos puntuales se completó la información faltante mediante técnicas de imputación.

- Análisis factorial. Sobre la base de datos una vez tratada (tras las operaciones de limpieza e imputación de faltantes), se recurrió a la condensación de la información mediante la aplicación de técnicas habituales en minería de datos, en particular el análisis de componentes principales o PCA [17]. Como resultado, se obtuvieron los factores fundamentales más representativos del comportamiento en fresco de los HAC.
- Correlación de los parámetros de dosificación con los factores representativos del comportamiento en fresco, para obtener ecuaciones que reproduzcan el efecto que tienen los cambios en la dosificación. Estas ecuaciones son aplicables con generalidad, no para predecir valores exactos, sino para estimar cómo las variaciones en la dosificación afectan al comportamiento en fresco de los HAC, y por tanto constituyen la base de un nuevo enfoque de optimización de dosificaciones de HAC.

2.3.- Metodología

2.3.1.- Análisis de componentes principales (PCA)

Las técnicas de minería de datos se utilizan en el análisis de bases de datos y ayudan a extraer conocimiento de ellas. La aplicación del PCA permite resumir la información para que sea más manejable matemáticamente y pueda ser analizada e interpretada con mayor facilidad. En esta investigación, se recurrió al PCA para condensar los parámetros que se pueden obtener de los diversos ensayos de caracterización de los HAC. Dichos parámetros están fuertemente correlacionados (por ejemplo, los tiempos T_v del embudo en V y T_{500} del ensayo de escurrimiento), y por tanto se pueden condensar en un número menor de variables, o factores, sin pérdida sustancial de información. La Figura 1 ilustra la reducción de tres variables originales correlacionadas entre sí a una única variable, o factor.

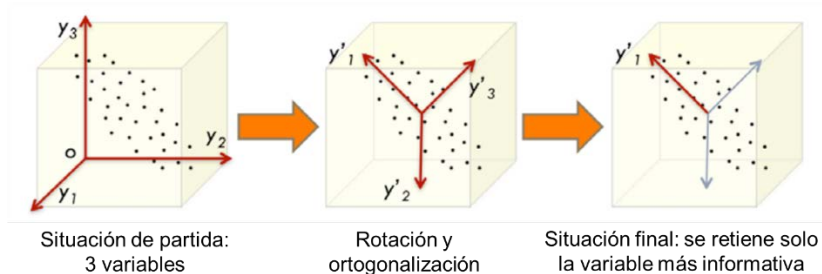


Figura 1. Ilustración del fundamento del PCA.

2.3.2.- Regresión lineal múltiple y superficies de respuesta

Los factores que describen las propiedades de HAC obtenidos mediante la aplicación del PCA a la base de datos pueden relacionarse con las cantidades relativas de los distintos constituyentes de los HAC, buscando modelizar las relaciones causa-efecto entre la dosificación y las propiedades en estado fresco. Para ello se recurrió a la regresión lineal múltiple, obteniéndose ecuaciones que explican el comportamiento en fresco (los factores

obtenidos mediante PCA) en función de las variables que describen la dosificación (tales como relación agua/cemento, o contenido total de áridos). La representación gráfica de estas funciones con respecto a las distintas variables da lugar a lo que se denominan superficies de respuesta, muy útiles para detectar e interpretar estas relaciones.

3.- BASE DE DATOS: CARACTERIZACIÓN Y TRATAMIENTO

Los datos recopilados se extrajeron de publicaciones indexadas en ScienceDirect®, a partir de los resultados de las búsquedas con los términos “self compacting concrete” y “self consolidating concrete”. Se seleccionaron únicamente aquellos casos donde se disponía de, al menos, la siguiente información: resultados del ensayo de escurrimiento, embudo en V, o caja en L, y toda la información relativa a las cantidades relativas de los distintos constituyentes. En total, se recopiló un total de 652 dosificaciones a partir de 131 artículos.

3.1.- Selección de dosificaciones: reglas de filtrado

Para que la base de datos fuera representativa del espectro de dosificaciones de HAC más habituales y minimizar el impacto de datos correspondientes a casos muy especiales, se descartaron los que no cumplieran los siguientes requisitos o reglas de filtrado:

- Contenido total de áridos entre 1200 y 2000 kg/m³.
- Contenido en árido grueso no inferior a 400 kg/m³.
- Tamaño máximo de árido no superior a 20 mm.
- Contenido total de cemento y adiciones entre 300 y 650 kg/m³.
- Contenido de cemento entre 150 y 500 kg/m³.
- Relación agua/cemento entre 0,25 y 0,65.

La Tabla 1 muestra los valores mínimo, máximo y promedio para cada una de las variables de dosificación antes y después del filtrado de la base de datos.

3.2.- Tratamiento de datos faltantes

Los parámetros relativos al comportamiento en fresco que se incluyeron en este estudio son: el escurrimiento SF , en mm, el tiempo T_{500} , en segundos, y el índice visual de segregación (VSI) a partir del ensayo de escurrimiento; el tiempo T_v , en segundos, del ensayo del embudo en V; y el cociente $H2/H1$ del ensayo de la caja en L. No todos los ensayos anteriores se llevan a cabo siempre, y por tanto se tenía una proporción de datos faltantes, como se muestra en la Tabla 2.

Las técnicas de imputación de datos faltantes, en las que los valores faltantes se estiman a partir de los casos completos, son aplicables siempre que su proporción no sea superior al 20%-30% [18]. En este estudio, se eliminaron parte de los casos incompletos seleccionados aleatoriamente, y se procedió a la imputación de los restantes. La comparación entre antes y después está en la Tabla 2. Tras las operaciones de filtrado y tratamiento de datos faltantes, el número de casos en la base de datos se redujo a 216, todos ellos completos y quedando dentro de los rangos definidos como más representativos de los HAC.

Tabla 1. Variables de dosificación: rango y promedio antes y después del filtrado (kg/m³).

Variable	Antes			Después		
	Mín.	Máx.	Promedio	Mín.	Máx.	Promedio
<i>Ligante</i>						
Cemento	110	707	391	180	500	367
Adiciones	112	800	78	120	378	58
Agua	123	347	193	126	265	190
<i>Áridos</i>						
Fino	0	1286	818	392	1135	904
Grueso	0	1579	697	420	1187	705
D.máx. (mm)	4	25	16	8	20	16
<i>Aditivos</i>						
SP	0,24	72	6	0,8	13	5
VMA	0	6	0,2	0	6	0,2
<i>Fibras</i>						
Contenido	0	136	8	0	80	3
Longitud (mm)	0	60	7	0	60	4
Esbeltez	0	500	11	0	200	9

Tabla 2. Propiedades: rango, promedio y porcentaje de datos faltantes antes y después de las operaciones de filtrado y descarte de casos incompletos.

		SF(mm)	T ₅₀₀ (s)	T _V (s)	H2/H1	VSI
<i>Antes</i>	Mínimo	60	0,5	1,2	0	0
	Máximo	890	31	50	1	3
	Promedio	680	3,5	9,1	0,84	0,5
	Faltantes	0,1%	34%	43%	49%	51%
<i>Después</i>	Mínimo	565	0,5	1,2	0,3	0
	Máximo	830	7	23	1	2
	Promedio	686	2,6	7,8	0,85	0,5
	Faltantes	0%	25%	28%	26%	25%

4.- ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

4.1.- Análisis de componentes principales (PCA)

El PCA sobre las variables correspondientes al comportamiento en fresco reveló tres componentes principales o factores, que condensan el 78% de toda la información de la base de datos en términos de varianza. Los pesos relativos de cada una de las variables iniciales sobre estos factores se muestran en la Tabla 3, en tanto por uno. Estos pesos, en

valor absoluto, apuntan una interpretación muy clara de cada uno de los factores. $F1$ está fuertemente dominado por los tiempos T_{500} y T_v , y por tanto representa la fluidez del HAC. $F2$ viene determinado por el escurrimiento SF y el cociente $H2/H1$, representativos del alcance del HAC en su flujo. Por último, $F3$ depende casi exclusivamente del índice VSI , y por tanto representa la tendencia a la inestabilidad en tanto que riesgo de segregación.

Tabla 3. Factores obtenidos del PCA.

	$F1$	$F2$	$F3$
SF	0.075	-0.862	0.153
T_{500}	0.821	0.103	0.006
T_v	0.854	-0.008	0.038
$H2/H1$	0.197	0.784	0.214
VSI	0.022	0.022	0.981

Una de las ventajas del PCA es que los factores que se obtienen están totalmente incorrelacionados: $F1$, $F2$ y $F3$ son independientes entre sí y corresponden a tres propiedades fundamentales, en consonancia con la capacidad de llenado, capacidad de paso, y estabilidad. Esta independencia entre $F1$, $F2$ y $F3$ permite tratarlos por separado, simplificando enormemente una aplicación robusta de las técnicas de optimización al separar un problema multiobjetivo en tres problemas simples.

4.2.- Superficies de respuesta

Para cada uno de los factores $F1$ (fluidez), $F2$ (alcance), y $F3$ (inestabilidad), después de tipificar sus valores, se llevó a cabo un análisis de regresión lineal múltiple obteniéndose las superficies de respuesta que se muestran en las Figuras 2-6.

En la Figura 2 se muestran las superficies de respuesta correspondientes al modelo desarrollado para $F1$, representativo de la fluidez de los HAC, en función de la relación agua/cemento (A/C), la dosificación de superplastificante (SP, en kg/m^3) y la cantidad de cemento (kg/m^3). El modelo reproduce satisfactoriamente las tendencias generales y también las interacciones entre los distintos parámetros. Aumentando la dosis de superplastificante se consigue aumentar la fluidez, y dicha tendencia se ve moderada significativamente cuando se consideran valores bajos de la relación A/C. Cuando la dosis de superplastificante es elevada, la fluidez es poco sensible a los cambios en la relación A/C. En cuanto a la relación entre contenido de cemento y la fluidez, el modelo indica que existe un contenido óptimo de cemento, alrededor de los $400 \text{ kg}/\text{m}^3$.

La Figura 3 muestra las superficies de respuesta del mismo modelo para $F1$, ahora en relación al cociente arena/grava y el tamaño máximo de árido. Con respecto al cociente arena/grava, relacionado con el nivel de cohesión, el rango óptimo para maximizar la fluidez se sitúa entre 1,2 y 1,7, ya que el valor de $F1$ se ve reducido drásticamente fuera de este rango. En cuanto al tamaño máximo de árido, su efecto sobre la fluidez varía según la relación A/C. Cuando la relación A/C es alta, conviene reducir el tamaño máximo de árido

para mejorar la fluidez, pero esta tendencia cambia de signo si la relación A/C es baja. Sin embargo, la Figura 3 muestra que el factor fundamental es el cociente arena/grava.

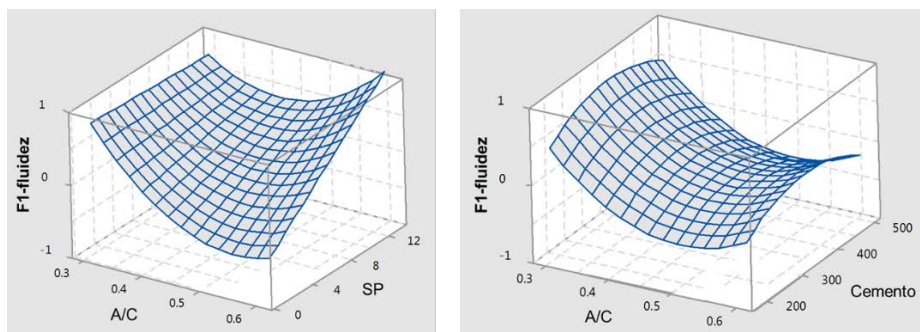


Figura 2. Efecto de la relación A/C, cantidad de cemento y aditivo sobre $F1$ (fluidez).

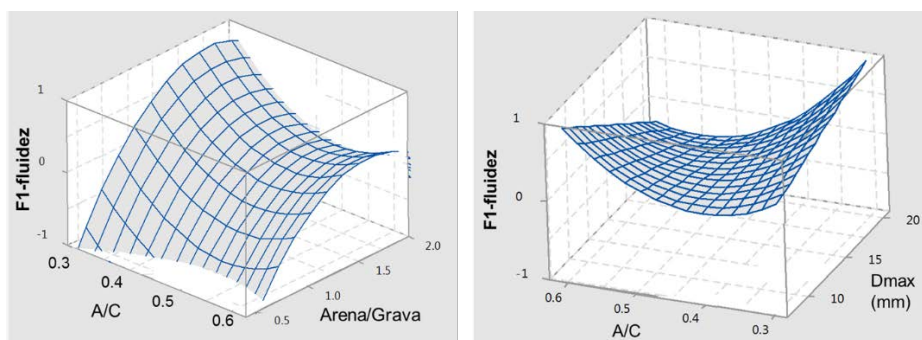


Figura 3. Sensibilidad del factor $F1$ (fluidez) a la granulometría de los áridos.

Dos de las superficies de respuesta correspondientes al modelo obtenido para el factor $F2$, representativo del escurrimiento o alcance, se muestran en la Figura 4. La tendencia con respecto al superplastificante es clara, y lineal. Sin embargo, en cuanto a la relación A/C, parece que valores fuera del intervalo entre 0,45 y 0,55 son más favorables en relación con el escurrimiento. Por otra parte, el modelo para $F2$ reproduce muy bien el efecto de la incorporación de modificadores de la viscosidad (VMA, en kg/m^3) y su interacción con los superplastificantes.

El modelo obtenido para el factor $F3$, que representa el riesgo de inestabilidad, se muestra en las Figuras 5 y 6. En la Figura 5, se observa que la reducción del contenido en cemento conlleva un incremento considerable del riesgo de segregación, especialmente por debajo de los 400 kg/m^3 . El modelo también reproduce el efecto negativo que tiene la reducción de la relación A/C si no se acompaña del correspondiente ajuste en la dosificación de superplastificante.

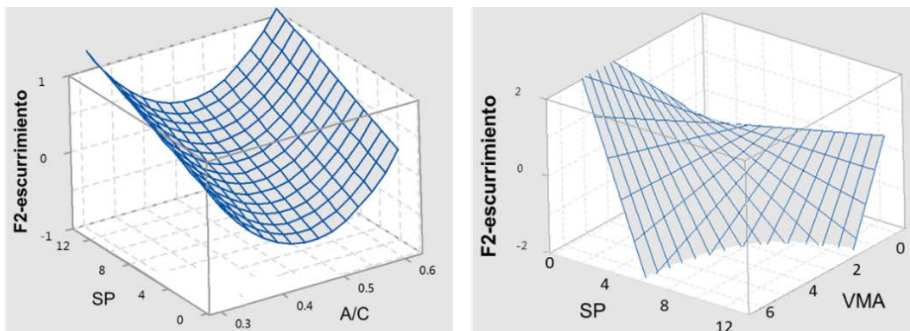


Figura 4. Variación de $F2$ (escurrimiento) con la relación A/C y las dosis de aditivos.

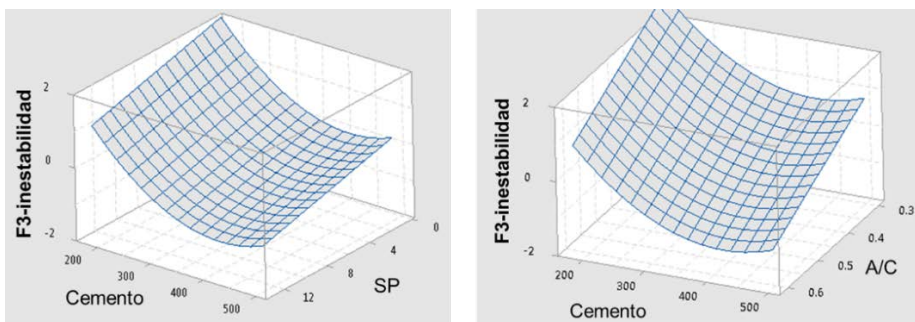


Figura 5. Efecto de la relación A/C, dosis de cemento y aditivo sobre $F3$ (inestabilidad).

Las superficies de respuesta en la Figura 6, por su parte, muestran cómo el modelo desarrollado para $F3$ también reproduce el efecto que la composición de los áridos y la adición de fibras tienen sobre el riesgo de segregación. Cuando se incorporan fibras al HAC, se precisan contenidos relativamente altos de cemento para mantener la estabilidad de las mezclas en fresco, que obviamente se ve afectada por el contenido en fibras. En cuanto a los áridos, siempre que el tamaño máximo sea no inferior a los 12 mm, la mejor estrategia para reducir el riesgo de segregación es incrementar el contenido de arena.

4.- CONCLUSIONES

- Se ha modelizado el comportamiento de los HAC a partir de una base de datos con dosificaciones y resultados de su comportamiento en fresco, compilada a partir de 131 publicaciones indexadas, con un total de 652 dosificaciones.
- El análisis de las variables correspondientes al comportamiento en fresco reveló tres componentes principales o factores: $F1$, que representa la fluidez; $F2$, que representa el alcance del HAC en su flujo; y $F3$, que representa la tendencia a la inestabilidad.
- $F1$, $F2$ y $F3$ son totalmente independientes entre sí. Esto permite tratarlos por separado, simplificando enormemente una aplicación robusta de las técnicas de optimización al separar un problema multiobjetivo en tres problemas simples.

- En términos de fluidez, se ha detectado un contenido óptimo de cemento alrededor de los 400 kg/m^3 , que coincide con el detectado en términos de estabilidad: contenidos de cemento por debajo de 400 kg/m^3 conllevan un mayor riesgo de segregación.
- El parámetro fundamental en términos de fluidez es la relación arena/grava, y su rango óptimo se sitúa entre los valores 1,2 y 1,7. En cuanto al tamaño máximo de árido, su efecto sobre la fluidez varía según la relación A/C.

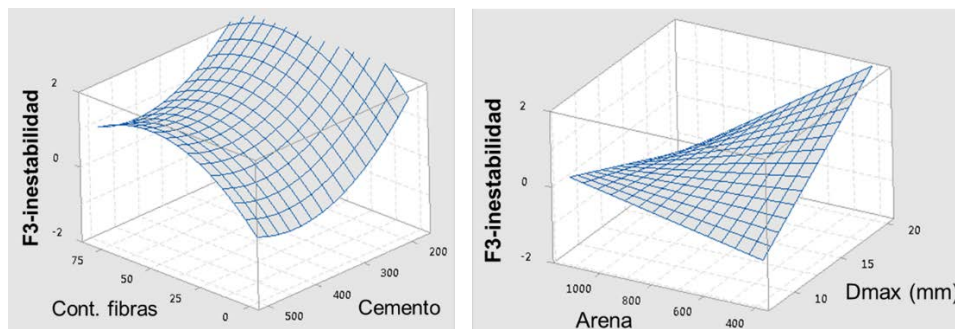


Figura 6. Sensibilidad de $F3$ (inestabilidad) a las fibras, y características de los áridos.

NOTA SOBRE LA BASE DE DATOS

Por razones de extensión, los 131 artículos de donde se extrajo la información incorporada a la base de datos objeto de este estudio no se citan en la lista de referencias. Sin embargo, dicha información, así como la base de datos íntegra, están disponibles bajo solicitud a los autores a través del correo e.garcia-taengua@leeds.ac.uk (Emilio García-Taengua).

REFERENCIAS

- [1] T. Noguchi, S. G. Oh, and F. Tomosawa, “Rheological approach to passing ability between reinforcing bars of self-compacting concrete,” in *Self-Compacting Concrete: Proceedings of the First International RILEM Symposium*, 1999, pp. 59–70.
- [2] I. Y. T. Ng, H. H. C. Wong, and a. K. H. Kwan, “Passing ability and segregation stability of self-consolidating concrete with different aggregate proportions,” *Mag. Concr. Res.*, vol. 58, no. 7, pp. 447–457, 2006.
- [3] D. K. Panesar and B. Shindman, “The effect of segregation on transport and durability properties of self consolidating concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 42, no. 2, pp. 252–264, 2012.
- [4] K. H. Khayat, C. Hu, and H. Monty, “Stability of self compacting concrete, advantages, and potential applications,” in *Self-Compacting Concrete: Proceedings of the First International RILEM Symposium*, 1999, pp. 143–152.
- [5] K. H. Khayat, “Viscosity-enhancing admixtures for cement-based materials — An

- overview,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 20, no. 2–3, pp. 171–188, 1998.
- [6] C. Shi, Z. Wu, K. Lv, and L. Wu, “A review on mixture design methods for self-compacting concrete,” *Construction and Building Materials*, vol. 84, pp. 387–398, 2015.
- [7] H. Okamura and K. Ozawa, “Mix design for self-compacting concrete,” *Concr. Libr. JSCE*, no. 496, pp. 107–120, 1995.
- [8] O. R. Khaleel and H. Abdul Razak, “Mix design method for self compacting metakaolin concrete with different properties of coarse aggregate,” *Mater. Des.*, vol. 53, pp. 691–700, 2014.
- [9] G. F. Kheder and R. S. Al Jadiri, “New method for proportioning self-consolidating concrete based on compressive strength requirements,” *ACI Mater. J.*, vol. 107, no. 5, pp. 490–497, 2010.
- [10] P. Dinakar, K. P. Sethy, and U. C. Sahoo, “Design of self-compacting concrete with ground granulated blast furnace slag,” *Mater. Des.*, vol. 43, pp. 161–169, 2013.
- [11] T. Sedran and F. De Larrard, “Optimization of self-compacting concrete thanks to packing model,” in *Self-Compacting Concrete: Proceedings of the First International RILEM Symposium*, 1999, pp. 321–332.
- [12] N. Su, K.-C. Hsu, and H.-W. Chai, “A simple mix design method for self-compacting concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 31, no. 12, pp. 1799–1807, 2001.
- [13] J. Kanadasan and H. A. Razak, “Mix design for self-compacting palm oil clinker concrete based on particle packing,” *Mater. Des.*, vol. 56, pp. 9–19, 2014.
- [14] A. W. Saak, H. M. Jennings, and S. P. Shah, “New methodology for designing self-compacting concrete,” *ACI Mater. J.*, vol. 98, no. 6, pp. 429–439, 2001.
- [15] L. Ferrara, Y. D. Park, and S. P. Shah, “A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 37, no. 6, pp. 957–971, 2007.
- [16] R. Patel, K. M. A. Hossain, M. Shehata, N. Bouzoubaâ, and M. Lachemi, “Development of Statistical Models for Mixture Design of High-Volume Fly Ash Self-Consolidating Concrete,” *ACI Mater. J.*, vol. 101, no. 4, pp. 294–302, 2004.
- [17] H. Abdi and L. J. Williams, “Principal component analysis,” *Wiley Interdiscip. Rev. Comput. Stat.*, vol. 2, no. 4, pp. 433–459, Jul. 2010.
- [18] J. W. Graham, “Missing Data Analysis: Making It Work in the Real World,” *Annu. Rev. Psychol.*, vol. 60, no. 1, pp. 549–576, Jan. 2009.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Diseño de mezclas de hormigones autocompactantes con alto contenido de adiciones minerales y áridos de diferentes naturaleza para desempeño en ambientes altamente agresivos

J. Puentes ⁽¹⁾, J.L. García Calvo ⁽¹⁾ y M.C. Alonso ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6324>

RESUMEN

El presente estudio se centra en el desarrollo de dosificaciones de hormigones autocompactantes (HAC) para ser empleados en la construcción de infraestructuras de almacenamiento de energía térmica. En el estudio se han considerado tres aspectos básicos: 1) selección del cemento óptimo (Binario con 50% escorias de alto horno y ternario con 20% de escorias de alto horno y 20% de cenizas volantes), 2) áridos de altas prestaciones térmicas: calizo, basáltico y Clinker de cemento, y 3) combinación de aditivos para mejorar las características de trabajabilidad, fluidez y tiempo abierto. El diseño de los hormigones se ha realizado en dos etapas: i) utilizando el método de morteros equivalentes, ii) HAC de altas prestaciones térmicas. Se ha establecido el método de morteros equivalentes como una herramienta de apoyo en la fase preliminar del estudio, en el desarrollo del hormigón. La compatibilidad de los diferentes tipos de aditivos con los cementos binarios y ternarios con alto contenido en adiciones minerales ha sido comprobada en los morteros equivalentes. Siempre la cantidad del aditivo superplastificante / Reductor de agua (SP/RA) es menor que el aditivo para mejorar la trabajabilidad (SP/T) y complementado con la Nano-sílice (NS) usada además como modulador de viscosidad. El árido basáltico mejora la fluidez, aumenta la densidad y resistencia, pero complica la trabajabilidad. El árido calizo aporta docilidad y baja la densidad. El árido de clinker mejora la trabajabilidad y aumenta la densidad. El filler calizo (FC) mejora la compacidad aunque en detrimento de las resistencias.

PALABRAS CLAVE: Microestructura, Adiciones minerales, ambientes agresivos, Materiales cementicios suplementarios.

1.- INTRODUCCIÓN

El aumento en el uso del hormigón autocompactante (HAC) se debe a las prestaciones que este tipo de material ofrece en la puesta en servicio. Los avances en el desarrollo con HAC están dirigidos también a mejorar en la sostenibilidad del proceso de construcción promoviendo el uso de aglomerantes con adiciones minerales (AM) y filler, con el fin de

reducir el contenido total de cemento y las emisiones de CO₂ asociadas a su producción. Respecto a sus aplicaciones están, en general, directamente relacionadas con sus propiedades en estado fresco [1], ya que una de las características más interesantes del material a edades tempranas es su trabajabilidad [2]. Se obtiene a través de la incorporación de finos que además de producir un efecto de mayor fluidez, desencadena un refinamiento en la microestructura que da como resultado una menor cantidad de poros [3,4]. De esta manera el material ofrece una mayor durabilidad frente a las agresiones externas como consecuencia de la red de poros que comunican el exterior con el interior [5]. Por lo tanto, su uso no se limita a los escenarios habituales, sino también a entornos con condiciones de funcionamiento severas como es el caso de las infraestructuras de transporte de energía, a menudo ubicadas en lugares remotos y extremos

De manera paralela, las aplicaciones y uso de este tipo de hormigones se han visto incrementadas gracias a poder mantener la capacidad autonivelante sin segregación, junto a otros requisitos adicionales, además de poder cumplir con los requisitos específicos al material. Como consecuencia de estas circunstancias el hormigón HAC combina las características de un Hormigón de Altas prestaciones y autocompactante [6].

El objeto del estudio propuesto ejemplifica la capacidad del HAC para ser aplicado en condiciones ambientales e infraestructuras especiales. Uno de los posibles usos es la utilización para infraestructuras de almacenamiento de energía térmica en centrales termosolares, que han de soportar ciclos térmicos a altas temperaturas [7,8]. El trabajo está enmarcado dentro del Proyecto Europeo LORCENIS [9]. Específicamente se busca diseñar mezclas de hormigón que tengan prestaciones de autocompactabilidad en estado fresco y con altas prestaciones termoestables en condiciones de servicio a partir de mezclas de diferentes tipos de cemento y áridos seleccionados por sus altas prestaciones de estabilidad frente a los cambios de temperatura. Ser capaces de soportar temperaturas superiores a los 500°C [10] durante largos periodos de servicio. El hormigón que se desea diseñar se espera que cumpla las siguientes características: resistencias mecánicas a compresión superior a los 40 MPa y valores de densidad entre 2300 y 2700 kg/m³. Mantener propiedades de autocompactabilidad y fluidez superiores a 30 min.

2.- MATERIALES y METODOS

Los materiales de partida se han escogido en función de dos parámetros, estando el primero de ellos relacionado con un comportamiento térmico óptimo. El segundo obedece a la compatibilidad entre el cemento, adiciones minerales (AM), los áridos y los aditivos químicos necesarios para lograr la autocompactabilidad de las mezclas. Los ensayos preliminares se han realizado a partir del diseño de morteros equivalentes, es decir empleando las arenas con la granulometría controlada para emplear posteriormente en el desarrollo de los hormigones [11]. Bajo condiciones de fatiga térmica, la estabilidad química y física de los áridos es fundamental. Por ello, teniendo en cuenta la bibliografía existente, se preseleccionaron áridos que pudieran cumplir los requisitos solicitados. Se estableció el uso de áridos con una composición química de elementos que pudieran mejorar la capacidad calorífica y el calor específico aportados en el resultado final del

hormigón [12,13]. Se buscaron, por tanto, áridos y materiales cementantes con propiedades térmicas. Teniendo en cuenta que el contenido del árido supone entre un 50 y 60% del total de materiales en peso del hormigón, por lo que influye de manera significativa en las propiedades termo-físicas finales [14]. El tamaño máximo del árido utilizado fue de 12 mm por considerarlo el más adecuado para producir un HAC con los requisitos solicitados [10].

Dentro de los áridos para hormigón se ha establecido un mejor comportamiento de los áridos de origen calizo por encima de los áridos de origen silíceo, y de los dolomíticos o basálticos frente a los anteriores [7]. En el presente estudio se utilizaron áridos de naturaleza basáltica tamaño 0-4 mm y 6-12 mm. Este tipo de áridos al tener un coeficiente de dilatación térmica bajo, junto a una buena conducción térmica, buena resistencia al fuego (estabilidad volumétrica), buena impermeabilidad y alta densidad, han sido considerados para aportar las características solicitadas al hormigón final [14]. Adicionalmente se propuso el uso de clinker como árido [14], suministrado por la empresa Dyckerhoff. También se consideró la incorporación de árido calizo, suficientemente estudiado e identificada su temperatura de degradación [7]. El árido calizo contribuye a complementar la docilidad de la mezcla equilibrándola. Se han escogido finalmente tres tipos de áridos, un calizo (CA), un basalto (BA) y árido clinker (CK), y se han realizado ensayos de compatibilidad y comportamiento para establecer la viabilidad de cada una de las mezclas.

Los aditivos usados han sido una combinación de un superplastificante de alto rendimiento (SP/RA), Sika Viscocrete-20HE, junto con un superplastificante que mantiene la trabajabilidad Sika Viscoflow 3100 (SP/T). Para mejorar la cohesión interna se utilizó un aditivo con, nanosilica en suspensión acuosa que además funciona como aditivo modulador de la viscosidad, Sikatell 250 (NS).

Se han considerado dos tipos de conglomerantes. 1) cemento tipo III/52.5 HS/NA, con 50% de escorias de alto horno (BFS) y, 2) cemento tipo II/ 52.5 B-S, también con 20% escoria, al que se adicionaron cenizas Volantes (CV) en un 20% en peso del cemento. Los cementos usados fueron también aportados por la empresa Dyckerhoff. Para aumentar la cantidad de finos en las mezclas de hormigón se utilizó un FC con un 99% de pureza.

Los ensayos para caracterizar las muestras, determinando los parámetros de control del hormigón son ensayos de consistencia y en relación con el mantenimiento en el tiempo, aire ocluido, densidad en estado fresco. Para el estado endurecido, se han establecido inicialmente ensayos de resistencia, densidad, porosidad abierta.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los primeros diseños se realizaron en morteros equivalentes para, posteriormente, seleccionar las mezclas más adecuadas y pasar al diseño de los hormigones. En la Tabla 1 se presentan algunas de las dosificaciones más representativas en el desarrollo de los morteros equivalentes. Como se puede apreciar se ha analizado tanto el comportamiento aislado de cada árido como de mezclas binarias y ternarias de áridos. Las mezclas incluían

Diseño de mezclas de hormigones autocompactantes con alto contenido de adiciones...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

los aditivos con las variaciones buscando la compatibilidad y mantenimiento de propiedades.

Tabla 1. Diseño de morteros

Composición. Kg/m ³	100%CA	100%BA	100%CK	70%CA+30%BA	50%CA/BA	100%CA + NS
CEM III/A 52.5 HS/NA	760	800	800	780	780	760
Calizo (0-6mm)	1330	-	-	918	655	1329
Basalto (0-6mm)	-	1465	-	415	692	-
Clinker (0-6mm)	-	-	1385	-	-	-
w/b	0.25	0.31	0.26	0.30	0.30	0.32
Aditivo.SP/RA(%)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Aditivo. SP/T(%)	0.8	0.8	-	0.8	0.8	0.8
Aditivo. NS(%)	-	-	-	-	-	2.5
Cono: 0/15/30min (mm)	267.5	272.5	245	255.0	>300	160.0
	190.0	277.0	-	140.0	220	120.0
	147.5	246.5	-	-	155	-
Dens.(kg/m ³)	2180	-	-	-	-	2160
Poros. Abierta. (%)	11.91	-	-	-	-	11.29
f _{ck} 7d(MPa)	97.3	128.3	124.0	110.2	108.8	96.4

Como aspectos a destacar el árido basáltico (BA) presentó un problema de mezclado por su naturaleza y forma, sin embargo se observó que aporta a la consistencia el comportamiento esperado. Como último punto del proceso de diseño fue el efecto de la adición de FC para modificar la trabajabilidad, buscando un aumento de finos para lograr un HAC [15], adicionalmente se ha estudiado el efecto de disminución de la resistencia.

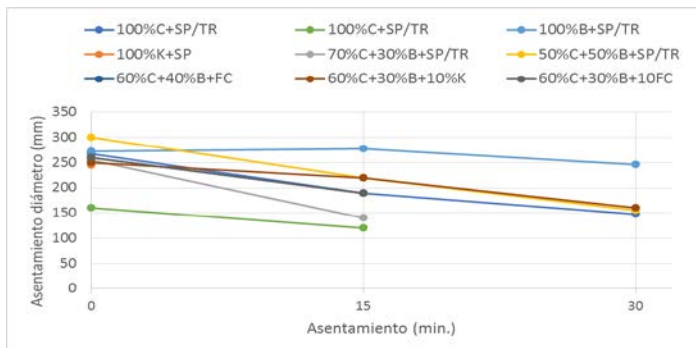


Figura 1. Resultados de la variación de la consistencia a 0 min, 15 min y 30 min de las dosificaciones de mortero estudiadas.

Durante esta etapa se han realizado las variaciones en los aditivos, el objetivo fue obtener un HAC que mantuviera la trabajabilidad durante más de 30 minutos. Los resultados de los ensayos se observan en la figura 1, el árido basáltico mantiene la fluidez por tiempos más prolongados, frente al calizo (CA) que la pierde más fácilmente y el menos óptimo es el árido de clinker. Para mantener la trabajabilidad y la docilidad de las mezclas con cada tipo de árido se optó por realizar mezclas de ellos haciendo mezclas binarias y ternarias de áridos. En la tabla 2 se recogen las dosificaciones óptimas con mezclas de áridos ternarios y cemento binario con adición de 50% de escorias de alto horno. Con todas las mezclas se consiguen valores que cumplan las prestaciones mecánicas en la tabla 3. Se confirma una pérdida de resistencia al reemplazar con FC hasta un 30% de cemento, para aumentar el contenido en finos y reducir el consumo de cemento. En las dosificaciones de las mezclas con los tres tipos de áridos y FC no se mantienen las medidas de consistencia en comparación con la que no tiene filler, pero el uso del FC es necesario aportando otras propiedades a la mezcla.

Tabla 2. Diseño de morteros equivalentes con tres tipos de áridos y filler calizo.

Composición. Kg/m ³	60%Cal+30%bas +10%k	60%Cal+30%bas +10%k+filler	60%Cal+40%bas +filler
CEM III/A 52.5 HS/NA	780	546	546
Filler calizo	-	234	234
Calizo (0-6mm)	800	800	918
Basalto (0-6mm)	400	400	415
Clinker (0-6mm)	133	133	-
w/b	0.3	0.43	0.43
Aditivo. SP/RA(%)	0.8	0.8	0.8
Aditivo. SP/T(%)	0.8	0.8	0.8

Se ha establecido la eficacia de los aditivos en estado fresco como la reducción de agua y el aumento de la fluidez. También se ha podido comprobar la compatibilidad entre ellos. Los resultados de la cantidad de aditivo incorporada en los morteros equivalentes, fue la base de referencia y punto de partida para las primeras dosificaciones de hormigón.

Tabla 3. Propiedades de morteros equivalentes AC con tres tipos de áridos y filler calizo.

	60%Cal+30%bas +10%k	60%Cal+30%bas +10%k+filler	60%Cal+40%bas +filler
Cono: 0/15/30min (mm)	250	260	260
	220	190	190
	160	-	-
Densidad(kg/m3)	2312	2225	2274
Porosidad Abierta. (%)	5.5	7.4	7.0
f _{ck} C 7days(MPa)	120	96	79

Se establecieron unas dosificaciones teóricas de HAC a partir de la siguiente dosificación: cemento 10%, agua 18%, Aire 2%, Finos 8%, Áridos finos 26% y Áridos gruesos 36%. Partiendo de la combinación estudiada en morteros equivalentes de 60% calizo, 30% basáltico y 10% de clinker más el FC. A partir de esta composición se realizaron las primeras dosificaciones de HAC. Se incluyeron los diferentes tamaños de árido y las proporciones de los componentes. Con los áridos calizo y basáltico se realizó una combinación de cada uno de estos con los dos tamaños disponibles, 0-6 mm y 6-12mm. Esta combinación de los porcentajes fue variando en función de los resultados obtenidos en la evaluación de las propiedades. En la tabla 4 se muestran algunas de las dosificaciones más relevantes y las diferentes composiciones con los porcentajes de las diferentes naturalezas de áridos. En la tabla 5 se incorporan los resultados de algunas de las propiedades de referencia del hormigón. Se ha escogido el ensayo J-ring por considerarlo el que puede evaluar el escurrimiento, el tiempo de flujo y el coeficiente de bloqueo al mismo tiempo. Basados en los resultados de propiedades en estado fresco, se realizaron cambios en la dosificación. Se buscaba como objetivo las características de autonivelante sin segregación por encima de un diámetro de 620 mm en J-ring. Para los resultados de resistencia no se consideró un problema alcanzar la resistencia característica de 40 Mpa, según los datos obtenidos durante el desarrollo del estudio.

Ante la falta de cohesión de las mezclas se incorporó un aditivo con contenido en Nano-sílice en dispersión coloidal, con la función de refinar la microestructura y cohesionar la mezcla en estado fresco [16]. En algunos casos para establecer una mejora en las propiedades de trabajabilidad se varió el porcentaje de los aditivos superplastificante en función de las propiedades en estado fresco. De acuerdo con los resultados, se consideró mejor para la mezcla que el porcentaje de SP/RA estuviera por debajo del aditivo SP/T.

Tabla 4. Dosificaciones de HAC estudiadas.

<i>Tipo/descr.</i> <i>Kg/m³</i>	<i>50c/5</i> <i>0b (1)</i>	<i>50c/50</i> <i>b (2)</i>	<i>70c/30</i> <i>b (1)</i>	<i>70c/30</i> <i>b (2)</i>	<i>70c/30b</i> <i>(3)</i>	<i>70c/30b/10</i> <i>k (1)</i>	<i>60c/30b/10</i> <i>k (2)</i>
CEM III/A 52.5 HS/NA (kg/m ³)	400	440	440	440	450	440	450
Filler calizo (kg/m ³)	150	200	200	200	157	200	157
Calizo (0-6mm) (kg/m ³)	385	372	424	373	466	391	465
Basalto (0-6mm) (kg/m ³)	404	364	308	296	389	183	212
Clinker (0-4mm) (kg/m ³)	-	-	-	-	-	165	191
Calizo (6-12 mm) (kg/m ³)	487	414	464	625	531	625	531
Basalto (6-12 mm)	515	411	334	356	315	356	315
w/b	0.41	0.41	0.39	0.38	0.38	0.37	0.39
Aditivo.SP/RA(%)	1.5	1.5	1.5	1.3	1	1.3	1
Aditivo. SP/T(%)	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2	1.4
Aditivo. NS(%)	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 5. Propiedades de los HAC evaluados

	50c/50b (1)	50c/50b (2)	70c/30b (1)	70c/30b (2)	70c/30b (3)	70c/30b/10k (1)	60c/30b/10k (2)
J-ring SFJ (mm)	360	-	665	580	530	635	
J-ring t500J (s)	-	-	8.70	8.25	13	12	
J-ring Final PJ (mm)	30	-	-	25	20	20	
Densidad (kg/m ³)	-	2340	-	2400	-	2451	
Porosidad abierta. (%)	-	12.4	-	5.2	-	6.2	-
fckC 7días (MPa)	-/-	-/58	-/45	47/-	-/64	38/-	-/67

Como se observa en la tabla 5, la trabajabilidad y fluidez de la mezcla de hormigón se vio comprometida con el uso exclusivo de árido basáltico. Los resultados de mezclas binarias (Calizo y Basalto) y las ternarias cumplen algunos de los parámetros, sin embargo el tiempo de flujo es muy lento. La densidad y la disminución de la porosidad abierta y la resistencia mejoran cuando se realiza la mezcla de 60%C, 30%B y 10%K, y es la que ofrece el mejor diámetro de medida de fluidez sin segregación ni bloqueo. La resistencia a compresión de las mezclas ternarias con árido basáltico, árido calizo y Clinker a 7 días es la más elevada. Una vez que se ha establecido una mezcla de referencia se han realizado los ensayos con el segundo tipo de cemento y cenizas volantes (CV). Se han obtenido dos dosificaciones de referencia de un hormigón autocompactante que cumple con las características planteadas en el objetivo del estudio. En la tabla 6, se incluye las mezclas óptimas, además de sus propiedades de autocompactabilidad para una mezcla ternaria de áridos. La composición más óptima de porcentaje de áridos fue de 60%Calizo, 30%Basalto y 10%Clinker junto a la incorporación de FC y en el caso del S3b2 con CV.

Las propiedades físicas de los áridos, tipo, forma, densidad, pueden ser compensadas a la hora de dar características de autocompactabilidad a las mezclas de hormigón a través de los aditivos y adiciones utilizadas. Aunque el árido basáltico y el árido de clinker que aporta prestaciones de estabilidad térmica al hormigón son las que más dificultan a la fluidez y a la docilidad del material, se pueden compensar con otros áridos y adiciones sin renunciar a las propiedades autocompactantes en estado fresco. La docilidad del hormigón se puede equilibrar con un aumento en la cantidad de los áridos finos además del uso de FC. El aumento en la trabajabilidad y fluidez de la mezcla se compensó con el uso de la nanosilice que funcionó como modulador de la viscosidad. Al mismo tiempo refinó la pasta y complementó las propiedades de fluidez y consistencia, aptas para su aplicación. Los estudios a través de morteros equivalentes permitieron evaluar de manera sistemática y económica la combinación de diferentes tipos de adiciones y áridos con mezclas de aditivos para hormigones especiales con prestaciones autocompactantes.

Tabla 6. Dosificación y propiedades de resultados finales de HAC con diferentes tipos de cemento, aditivos y tres tipos de áridos

Tipo / descripción	S3b1 CEM III (60c/30b/10k) (kg/m ³)	S3b2: CEMII+FA (60c/30b/10k) (kg/m ³)
CEM III/A 52.5 HS/NA (kg/m ³)	450	-
CEM II/B-S 52.5 (kg/m ³)	-	319
CV (kg/m ³) / %bOPCm	-	130/20
Filler calizo(kg/m ³)	157	157
Calizo (0-6mm) (kg/m ³)	465	465
Basalto (0-6mm) (kg/m ³)	212	212
Clinker (0-4mm) (kg/m ³)	191	191
A. Calizo (6-12 mm) (kg/m ³)	531	531
Basalto (6-12 mm)	315	315
w/b	0.39	0.39
Aditivo. SP/RA(%)	1	1
Aditivo. Trabajabilidad (%)	1.5	1.2
Aditivo NS Cohesionate.(%)	0.9	0.9
<i>Propiedades</i>		
J-ring SFJ (mm)	SF1 – 590	SF1-520
J-ring t500J (s)	16	21
J-ring Final PJ (mm)	20	20
Aire ocluido %	2.2	2.5
Densidad (fresco) (kg/m ³)	2400	2400
fck7/28días (MPa)	83/96	66/84

4.- CONCLUSIONES

Se ha logrado diseñar HACs a partir de cementos con alto contenido en adiciones minerales y FC y con mezclas ternarias de áridos de diferente naturaleza y tamaño de partícula. Conclusiones específicas:

- Se ha establecido el método de morteros equivalentes como una herramienta de apoyo en la fase preliminar del diseño con prestaciones autocompactantes, a partir de componentes no convencionales en el desarrollo de HAC.
- La compatibilidad de los diferentes tipos de aditivos con los cementos binarios y ternarios con alto contenido en adición ha sido fundamental dando como resultado que siempre la cantidad del SP/RA es menor que el aditivo para mejorar la trabajabilidad y complementado con la NS como modulador de viscosidad.
- El árido basáltico mejora la fluidez, aumenta la densidad y resistencia, pero complica la trabajabilidad.

- El árido calizo aporta docilidad y baja la densidad. El clinker mejora la trabajabilidad, aumenta la densidad y mejora la microestructura del hormigón.
- El FC aporta mayor cantidad de pasta mejorando la compacidad aunque en detrimento de la resistencia.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido financiado parcialmente por el Proyecto **LORCENIS**, Project ID 685445 de la Comisión Europea dentro H2020. Los autores agradecen a la empresa Dyckerhoff por el suministro del cemento usado en este proyecto y a la empresa SIKA en el suministro de los aditivos.

REFERENCIAS

- [1] Okamura, H., Ouchi, M., 'Self compacting concrete', Journal of Advanced Concrete Technology Vol1 N° 1, 5-15, April (2003).
- [2] Yu, Z., Xie, Y., Liu, X., 'Research and application of self-Compacting Concrete in Second International Symposium on Design', in, 'Performance and Use of SCC'2009'-China, (2009).
- [3] Roziere, E., Granger, S., Turcry, Ph., Loukili, A., 'Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete', 'Cement & Concrete Composites 29 (2007) 626–636.
- [4] Hammer TA. 'Cracking susceptibility due to volume changes of selfcompacting concrete', in: Wallevik O, Nielsson I, editors. International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, (2003) 553 – 557.
- [5] Kanellopoulos, A., Petrou, M., Ioannou, I., 'Durability performance of self-compacting concrete', Construction and Building Materials 37 (2012) 320–325
- [6] Scrivener, K., Kirkpatrick, J., 'Innovation in use and research on cementitious material' Cement and Concrete Research 38 (2008) 128–136
- [7] Qianmin M., Rongxin G., Zhiman Z., Zhiwei L., Kecheng H., 'Mechanical properties of concrete at high temperature—A review', In Construction and Building Materials, Volume 93, (2015), 371-383,
- [8] Kizilkanat, A., Yüzer, N., Kabay, N., 'Thermo-physical properties of concrete exposed to high temperature', In Construction and Building Materials, Volume 45, (2013) 157-161
- [9] European Commission :, Long Lasting Reinforced Concrete for Energy Infrastructure under Severe Operating Conditions, CORDIS Cordis.europa.eu, http://cordis.europa.eu/project/rcn/203252_en.html
- [10] Alonso, M.C., Vera-Agullo, J., Guerreiro, L., Flor-Laguna, V., Sanchez, M., Collares-Pereira, M., 'Calcium aluminate based cement for concrete to be used as thermal

Diseño de mezclas de hormigones autocompactantes con alto contenido de adiciones...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- energy storage in solar thermal electricity plants' *Cement and Concrete Research*, 82, (2016) 74-86.
- [11] Schwartzentruber, A., Catherine, C., 'Method of the concrete equivalent mortar (CEM)—A new tool to design concrete containing admixture'. *Materials and Structures - MATER STRUCT.* 33. (2000) 475-482.
- [12] Xing, Z., Beaucour, A.L., Hebert, R., Noumowe, A., Ledesert, B., 'Aggregate's influence on thermophysical concrete properties at elevated temperature', In *Construction and Building Materials*, Volume 95, (2015) 18-28
- [13] Razafinjato, R.N., Beaucour, A.L., Hebert, R., Ledesert, B., Bodet, R., Noumowe, A., 'High temperature behaviour of a wide petrographic range of siliceous and calcareous aggregates for concretes', In *Construction and Building Materials*, Volume 123, (2016) 261-273
- [14] R.L. Berger, Properties of concrete with cement clinker aggregate, In *Cement and Concrete Research*, Volume 4, Issue 1, 1974, Pages 99-112
- [15] H.J.H. Brouwers, H.J. Radix 'Self-Compacting Concrete: Theoretical and experimental study', *Cement and Concrete Research* 35 (2005) 2116 – 2136
- [16] Qing, Y., Zenan Z., Deyu, K., Rongshen, C., 'Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume', *Construction and Building Materials* 21 (2007) 539–545

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Cajas de trabajabilidad como herramienta de diseño de hormigones autocompactantes con árido reciclado

I. González-Taboada ⁽¹⁾, B. González-Fonteboa ⁽¹⁾, F. Martínez-Abella ⁽¹⁾ y F. Varela-Puga ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, España

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6360>

RESUMEN

En este trabajo se diseñan siete hormigones autocompactantes convencionales y de cada uno de ellos se obtienen tres hormigones autocompactantes con árido grueso reciclado de hormigón (utilizando sustituciones del 20%, 50% y 100% en volumen). Las mezclas recicladas se fabrican utilizando el árido reciclado seco y con un 3% de humedad natural, añadiendo, en ambos casos, una cantidad de agua extra durante el amasado para compensar la elevada absorción de este tipo de árido. Todos los hormigones se ensayan en estado fresco mediante ensayos empíricos y reológicos a los 15 y 45 minutos del contacto entre cemento y agua. Los resultados indican que las relaciones entre diferentes parámetros de comportamiento en fresco en los hormigones autocompactantes reciclados (HACRs) siguen las mismas tendencias que las observadas en los hormigones autocompactantes convencionales. Para facilitar el diseño de estos HACRs, se proponen unas regiones de trabajabilidad definidas por aquellas mezclas que cumplen una serie de combinaciones de parámetros empíricos. Estas regiones permiten delimitar una caja de trabajabilidad (área en el reograma tensión de flujo estática y viscosidad plástica) en la que se garantiza que los HACRs que se sitúen en ella cumplen diferentes límites empíricos.

PALABRAS CLAVE: hormigón autocompactante, árido grueso reciclado, trabajabilidad, reología.

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La reología se define como la parte de la física que describe el flujo y la deformación de la materia [1, 2]. Desde los años 70 se ha avanzado mucho en el estudio de la reología del hormigón en su estado fresco. Para definir el comportamiento reológico de un fluido se recurre a un diagrama denominado curva de flujo, que representa en sus ejes el esfuerzo aplicado (τ , tensión de corte) y el gradiente de velocidades de deformación ($\dot{\gamma}$).

La bibliografía científica recoge numerosos ensayos simples que intentan cuantificar de forma empírica el comportamiento reológico del hormigón autocompactante (HAC), evaluando su capacidad de flujo, capacidad de paso y su resistencia a la segregación [3, 4].

El correcto comportamiento y la adecuada producción de los hormigones autocompactantes se puede gestionar mediante el control de calidad de las materias primas y la verificación de los parámetros reológicos a través del uso de cajas de trabajabilidad [5]. Con esta denominación se define el espacio bidimensional que establece aquellos pares [tensión de flujo, viscosidad] en los que debe mantenerse una mezcla de hormigón autocompactante para asegurar una fluidez y estabilidad adecuadas. La tensión de flujo se relaciona en general con el diámetro del ensayo de escurrimiento y la viscosidad plástica con los tiempos del ensayo de escurrimiento y del embudo en V. El uso de cajas de trabajabilidad es una forma efectiva de relacionar reología con trabajabilidad [6, 7, 8]. Si los valores de los ensayos se sitúan en el interior de estas cajas durante su tiempo de uso, la mezcla de HAC fresco podrá emplearse.

El objetivo de este trabajo es facilitar el diseño de un material relativamente nuevo, el hormigón autocompactante reciclado (HACR) [9, 10, 11], proponiendo unas regiones de trabajabilidad definidas por aquellas mezclas que cumplan una serie de combinaciones de parámetros empíricos. Estas regiones permitirían delimitar una caja de trabajabilidad (área en el reograma tensión de flujo estática y viscosidad plástica) en la que se garantizaría que los HACRs que se sitúen en ella cumplen diferentes límites empíricos.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales y hormigones

Los materiales utilizados han sido los siguientes: cemento CEM-I 52.5 R; filler calizo; superplastificante de tercera generación (Sika Viscocrete-70); árido fino natural 0-4 mm, calizo de machaqueo, con módulo granulométrico 4.19, densidad saturada superficie seca 2.72 t/m³, absorción de agua 1%; árido grueso natural 4-11 mm, granítico de machaqueo, con módulo granulométrico 7.14, densidad saturada superficie seca 2.56 t/m³, absorción de agua 1.12%; y árido grueso reciclado, obtenido de residuos de construcción y demolición de hormigón estructural (Fig. 1), con módulo granulométrico 6.47, densidad saturada superficie seca 2.34 t/m³, absorción de agua 6.96%.

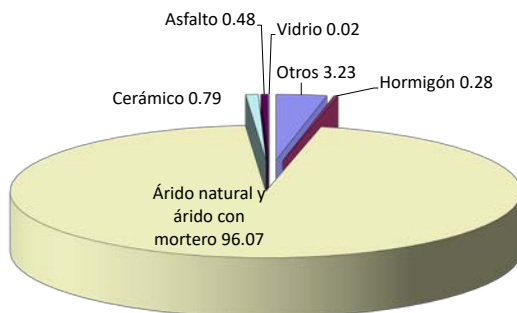


Figura 1. Composición del árido grueso reciclado

En primer lugar se diseñó un hormigón autocompactante de referencia (**Tabla 1**). Se modificó su dosificación variando el contenido de agua ($\pm A$: $\pm 3\%$), superplastificante ($\pm S$: $\pm 5\%$) y cemento ($\pm C$: $\pm 3\%$) de forma independiente. Una vez diseñado el hormigón de referencia (0%) se fabricaron tres tipos de hormigón autocompactante reciclado con un 20%, 50% y 100% de árido grueso reciclado en volumen.

Tabla 1. Dosificación de los hormigones estudiados (1 m³)

Dosificación	0%	20%	50%	100%
Cemento, c (kg)	400.00	400.00	400.00	400.00
Filler, f (kg)	180.00	180.00	180.00	180.00
Agua, a (kg)	184.00	184.00	184.00	184.00
Árido fino (kg)	865.59	865.59	865.59	865.59
Árido grueso natural(kg)	768.00	614.40	384.00	0.00
Árido grueso reciclado (kg)	0.00	140.40	351.00	702.00
a/c efectiva	0.46	0.46	0.46	0.46
Superplastificante/(c+f) (%)	0.60	0.60	0.60	0.60
a/(c+f)	0.32	0.32	0.32	0.32

Asimismo, las mezclas recicladas se fabricaron con el árido seco y con un 3% de humedad. En todos los casos se compensó la absorción del árido reciclado añadiendo una cantidad de agua adicional durante el amasado, de tal forma que se compensara el 80% de su capacidad de absorción a las 24 h.

2.2.- Ensayos realizados

Todos los hormigones se ensayaron mediante ensayos empíricos y reológicos a los 15 y 45 min desde el contacto entre cemento y agua.

Los ensayos empíricos realizados, ampliamente conocidos y utilizados en la evaluación de la trabajabilidad de un hormigón autocompactante, fueron el de escurrimiento, la caja en L, el anillo japonés y el de segregación por tamiz. Todos ellos se describen en las respectivas normas EN.

Los ensayos reológicos consistieron en un ensayo de tensión creciente (*stress growth test*) y un ensayo de curva de flujo (*flow curve test*). Ambos se realizaron con un reómetro rotacional. El primero se realizó a una velocidad baja y constante partiendo del hormigón en reposo. A continuación se efectuó el ensayo de curva de flujo, con un período de ruptura de la mezcla de 20 s a 0.5 rps seguido de 7 escalones decreciendo la velocidad desde 0.5 a 0.05 rps. Finalmente, se rehomogeneizó el hormigón y se dejó en reposo hasta el siguiente tiempo de ensayo.

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este trabajo se define una caja de trabajabilidad que garantiza un comportamiento reológico adecuado de los hormigones autocompactantes reciclados, diseñados en esta investigación con una relación a/c efectiva entre 0.44 y 0.47, con árido grueso reciclado de hormigón y compensando el agua de absorción. Su aplicación evitaría la realización de múltiples ensayos empíricos, caracterizándose así los HACRs con los dos parámetros reológicos fundamentales, tensión de flujo y viscosidad plástica, y desarrollándose únicamente ensayos reológicos.

El criterio para construir la caja de trabajabilidad consistió en el cumplimiento de diferentes parámetros empíricos, teniendo en cuenta su relación con las principales propiedades en estado fresco del hormigón autocompactante: resistencia a la segregación, capacidad de flujo y capacidad de paso. De acuerdo con la bibliografía [12, 13, 14], los ensayos empíricos recomendados relacionados con estas propiedades son los siguientes:

- Ensayo de segregación por tamiz: parámetro SR (porcentaje), principalmente para evaluar la resistencia a la segregación.
- Ensayo de escurrimiento: parámetros SF (diámetro) y t500 (tiempo), principalmente para evaluar la capacidad de flujo.
- Ensayo de la caja en L: parámetro PL, principalmente para evaluar capacidad de paso.
- Ensayo del anillo japonés: parámetro SFJ (diámetro), para evaluar capacidad de flujo y capacidad de paso.

La **Tabla 2** muestra los parámetros empíricos medidos para cada hormigón y los límites establecidos como objetivo.

Tabla 2. Parámetros empíricos y límites objetivo

<i>Ensayo</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Límites objetivo</i>	<i>Referencia</i>
Escurrecimiento	t500 (s)	[0.8-3.8]	[12]
	SF (mm)	[660-850]	[13]
Caja en L	PL	≥ 0.80	[13]
Anillo japonés	t500J (s)	[2-5]	-
	SFJ (mm)	[610-850]	[12, 14]
Segregación por tamiz	SR (%)	≤ 20	[13]

A continuación se presentan las relaciones entre parejas de parámetros empíricos (a edades de 15 y 45 min) que se relacionan con la misma propiedad del hormigón autocompactante como fluido [12, 15, 16]. Así, respecto a la tensión de flujo, se analizan las relaciones entre SF y PL y entre SF y SFJ (Fig. 2). En cuanto a la viscosidad plástica, se estudia la relación entre los tiempos t500 y t500J (Fig. 3).

Se puede observar que el HACR muestra la misma tendencia que el HAC convencional en las relaciones analizadas (Figs. 2 y 3). La Figura 2 muestra que el parámetro PL aumenta cuando lo hace el parámetro SF. Un valor de $PL \geq 0.8$ (el mínimo requerido para un comportamiento autocompactante [13]), se alcanza fácilmente si la fluidez del hormigón es alta ($SF \geq 660$ mm). Por lo tanto, todas las mezclas con valores de diámetro de escurrimiento altos mostraron una capacidad de paso adecuada medida con la caja en L.

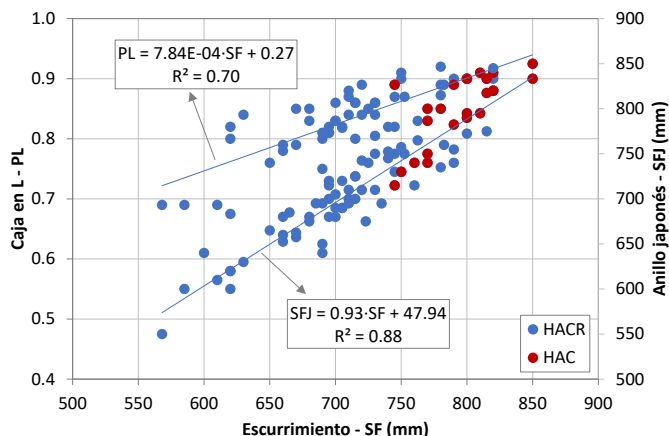


Figura 2. Relaciones entre SF y PL, SF y SFJ

Se obtuvo una buena correlación lineal entre SF y SFJ (Fig. 2). El mínimo valor establecido en la **Tabla 2** para SFJ, 610 mm, se correspondería con un valor de SF muy similar. Esto significa que las mezclas con un diámetro de escurrimiento alto son capaces de mostrar buena fluidez en el anillo japonés.

Por último, la Figura 3 muestra una correlación lineal bastante buena entre los tiempos del ensayo de escurrimiento y del anillo japonés. El rango [2-5] s establecido para el parámetro t500J en la **Tabla 2** se puede verificar ahora teniendo en cuenta el rango del parámetro t500 de [0.8-3.8] s [12].

En segundo lugar, se obtienen dos regiones de trabajabilidad relacionando un parámetro evaluador de capacidad de paso con un parámetro evaluador de la capacidad de flujo, es decir, PL con t500 (Fig. 2) y SF con t500J (Fig. 3). En estas regiones, el parámetro SFJ también se consideró y las mezclas que no cumplieran el ensayo de segregación por tamiz se descartaron previamente.

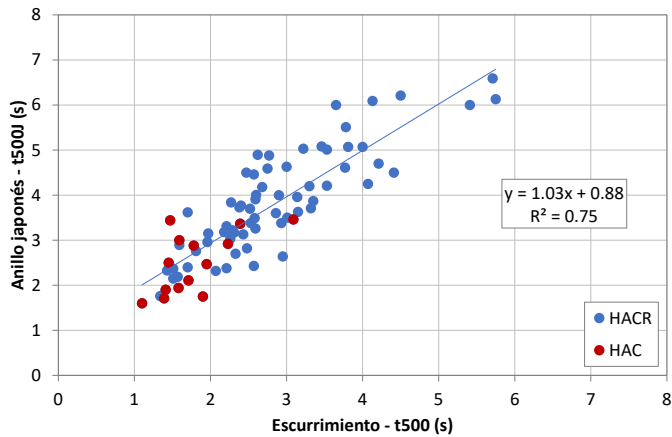


Figura 3. Relación entre t500 y t500J

La Figura 4 identifica la región de trabajabilidad (RT1) donde el HACR puede desarrollar una capacidad de flujo y de paso correspondientes a un tiempo t500 entre 0.8 y 3.8 s y un parámetro PL mayor de 0.8. Además, esta región de trabajabilidad se define también con el resultado del diámetro en el ensayo del anillo japonés (SFJ entre 610 y 850 mm).

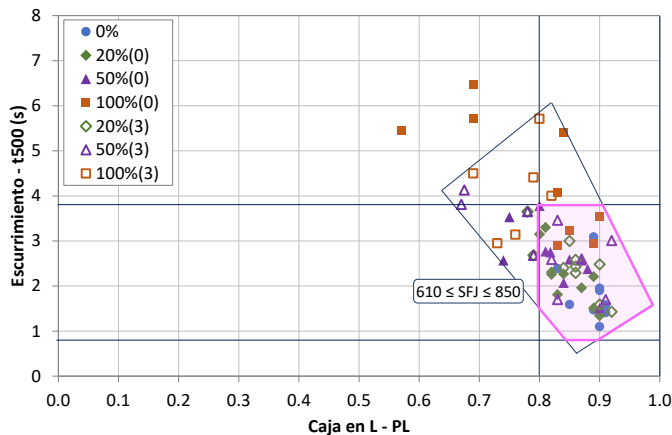


Figura 4. Región de trabajabilidad 1 (RT1)

Nota: “(0)”: árido seco; “(3)”: árido con 3% de humedad

En la Figura 5, la región de trabajabilidad (RT2) se corresponde con mezclas con un diámetro de escurrimiento (SF) entre 660 y 850 mm y un tiempo t500J en el ensayo del anillo japonés entre 2 y 5 s. De nuevo esta región de trabajabilidad se define considerando los límites mencionados anteriormente.

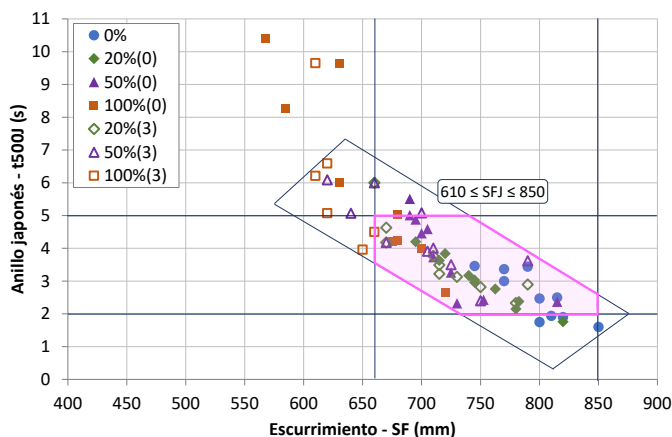


Figura 5. Región de trabajabilidad 2 (RT2)

Nota: “(0)”: árido seco; “(3)”: árido con 3% de humedad

Finalmente, cada mezcla se clasifica observando el número de regiones de trabajabilidad que cumplió (dos, una o ninguna). Así, las mezclas que cumplieron las dos regiones de trabajabilidad se agrupan en un área definida por un polígono que se puede considerar como una caja de trabajabilidad (Caja15, resultados a los 15 min) (Fig. 6). Esta caja de trabajabilidad muestra combinaciones recomendadas de tensión de flujo estática y viscosidad plástica para los HACRs a 15 min. Además, una segunda caja (Caja45) define la evolución temporal de estos valores reológicos hasta los 45 min. En ambas áreas, los HACRs diseñados satisfacen los siguientes límites empíricos:

- $660 \text{ mm} \leq \text{SF} \leq 850 \text{ mm}$
- $0.8 \leq t500 \leq 3.8 \text{ s}$
- $0.8 \leq \text{PL} \leq 1$
- $610 \text{ mm} \leq \text{SFJ} \leq 850 \text{ mm}$
- $\text{SR} \leq 20\%$

En la Figura 6, los puntos en color naranja se utilizan para validar la caja de trabajabilidad propuesta. Estos resultados corresponden a mezclas fabricadas con las variaciones en el contenido de cemento. Como se puede observar, los puntos naranja que están dentro de la “Caja15” evolucionan hasta los puntos naranja dentro de la “Caja45”. Además, se ha verificado que estos puntos corresponden a HACRs sin segregación y satisficieron los límites definidos por las dos regiones de trabajabilidad (RT1 y RT2): $660 \text{ mm} \leq \text{SF} \leq 850 \text{ mm}$, $0.8 \leq t500 \leq 3.8 \text{ s}$, $0.8 \leq \text{PL} \leq 1$ y $610 \text{ mm} \leq \text{SFJ} \leq 850 \text{ mm}$.

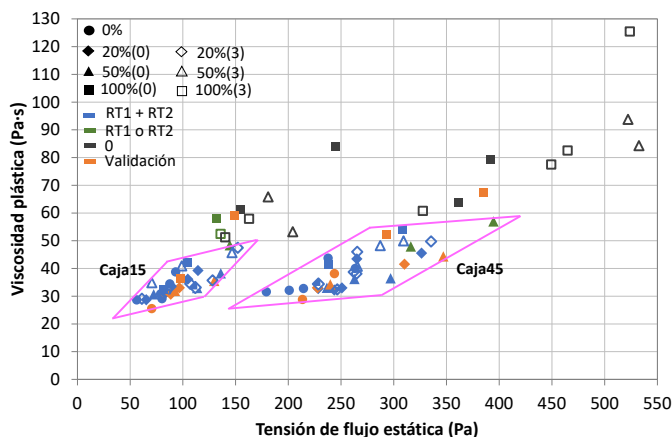


Figura 6. Caja de trabajabilidad (a 15 min y su evolución a 45 min)

Nota: “(0)”: árido seco; “(3)”: árido con 3% de humedad; “RT”): región de trabajabilidad

4.- CONCLUSIONES

En este trabajo se han utilizado como herramienta de diseño del hormigón autocompactante reciclado (HACR) las cajas de trabajabilidad. Las principales conclusiones se resumen a continuación:

- Los resultados indican que las relaciones entre diferentes parámetros de comportamiento en fresco en los HACRs siguen las mismas tendencias que las observadas en los hormigones autocompactantes convencionales.
- La caja de trabajabilidad propuesta proporciona unidades físicas fundamentales de los parámetros reológicos del HACR, describiendo el comportamiento como fluido de este material. Al mismo tiempo, esta caja incluye HACRs que cumplirían una serie de límites empíricos. Por lo tanto, el uso de cajas de trabajabilidad resulta una forma efectiva para diseñar un HACR con un comportamiento en fresco adecuado, sin necesidad de realizar múltiples ensayos empíricos.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio es parte de dos proyectos titulados: (a) “Investigación industrial sobre Hormigones para un Mercado Sostenible (InHorMeS)” financiado por la Axencia Galega de Innovación (Ref: IN852A 2013/57); (b) “Hormigones reciclados autocompactantes robustos: reología en estado fresco y propiedades mecánicas (HORREO)” financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad (Ref: BIA2014-58063-R). Además, este trabajo fue posible gracias al apoyo de una beca predoctoral de la Xunta de Galicia (España).

REFERENCIAS

- [1] Barnes, H.A., 'A Handbook of Elementary Rheology. Institute of Non-Newtonian Fluid Mechanics', University of Wales, 2000. ISBN: 0-9538032-0-1.
- [2] Banfill, P.F.G., 'The rheology of fresh cement and concrete - A review', in: Proceedings, '11th International Congress on the Chemistry of Cement', Durban, South Africa, 2003, **1** 50-62.
- [3] Khayat, K. H. and Assaad, J., 'Relationship between washout resistance and rheological properties of high-performance underwater concrete', *ACI Materials Journal*, **100** (3) (2003) 185-193.
- [4] Roussel, N., 'Correlation between yield stress and slump: Comparison between numerical simulations and concrete rheometers results', *Materials and Structures*, **39** (2006) 501-509.
- [5] Wallewick, O. H. and Wallewick, J. E., 'Rheology as a tool in concrete science: The use of rheographs and workability boxes', *Cement and Concrete Research*, **41** (2011) 1279-1288.
- [6] Ferraris, C. F., Brower, L., Ozyildirim, C. and Daczko, J., 'Workability of Self-Compacting Concrete', National Institute of Standards and Technology, reprinted from *The Economical Solution for Durable Bridges and Transportation Structures*, 'International Symposium on High Performance Concrete', Proceedings, PCI/FHWA/FIB. 25-27 September 2000, Orlando, Florida, 398-407.
- [7] Hwang, S-D., Khayat, K. H. and Bonneau, O., 'Performance-Based Specifications of Self-Consolidating Concrete Used in Structural Applications', *ACI Materials Journal*, **103** (2) (2006) 121-129.
- [8] Koehler, E. P., 'Use of Rheology to Specify, Design, and Manage Self-Consolidating Concrete', Proceedings of the Tenth ACI International Symposium on 'Recent Advances in Concrete Technology and Sustainability Issues', Sevilla, Spain, 2009.
- [9] Corinaldesi, V. and Moriconi, G., 'The role of industrial by-products in self-compacting concrete', *Construction and Building Materials*, **25** (2011) 3181-3186.
- [10] Kou, S. C. and Poon, C. S., 'Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates', *Cement and Concrete Composites*, **31** (9) (2009) 622-627.
- [11] González-Taboada, I., González-Fonteboá, B., Pérez-Ordóñez, J. L. and Eiras-López, J., 'Prediction of self-compacting recycled concrete mechanical properties using vibrated recycled concrete experience', *Construction and Building Materials*, **131** (2017) 641-654.

Cajas de trabajabilidad como herramienta de diseño de hormigones autocompactantes...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [12] Measurement of properties of fresh self-compacting concrete. Final Report. European Research Project: 'TESTING-SCC', 2001-2004.
- [13] EN 206-9: Concrete. Part 9: Additional rules for self-compacting concrete (SCC).
- [14] Chan, K. D., Ong, K. C. G. and Tam, C. T., 'Passing ability of SCC – Improved method based on the P-Ring', 35th Conference on Our World in Concrete & Structures, 25 - 27 August 2010, Singapore.
- [15] Koehler, E. P. and Fowler, D. W., 'Summary of Concrete Workability Test Methods. (Research Report ICAR 105-1)', International Center for Aggregates Research, Austin, TX, 2003.
- [16] Nguyen, T. L. H., Roussel, N. and Coussot, P., 'Correlation between L-box test and rheological parameters of a homogeneous yield stress fluid', Cement and Concrete Research, **36** (2006) 1789-1796.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Nuevos hormigones celulares geopoliméricos aireados con agua oxigenada: síntesis y propiedades

A. Font ⁽¹⁾, J.M. Monzó ⁽¹⁾, L. Soriano ⁽¹⁾, V. Borrachero ⁽¹⁾ y J. Payá ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Universitat Politècnica de València, España,

GIQUIMA: Grupo de Investigación en Química de los Materiales,

ICITECH Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6453>

RESUMEN

El peso propio de las estructuras resulta habitualmente del mismo orden o superior al de las cargas que tienen que soportar, lo que las hace en la mayoría de los casos poco eficientes. La solución radica en la sustitución total o parcial de hormigón tradicional por un material más ligero. El hormigón celular se considera una solución interesante y además sus propiedades aislantes termo-acústicas los hacen más eficientes desde el punto de vista energético. En este trabajo se presenta una variante del hormigón celular tradicional a favor del medioambiente. Se diseñan hormigones celulares geopoliméricos a partir de la activación alcalina del residuo catalizador gastado de craqueo catalítico (FCC) y la adición de agua oxigenada (H_2O_2). Los materiales resultantes se caracterizan a nivel microestructural y a nivel mecánico. Finalmente se evalúan sus propiedades térmicas y se comparan con las de otros hormigones celulares tradicionales y geopoliméricos. Destaca la obtención de hormigones celulares geopoliméricos de 812 kg/cm^3 y 3.01 MPa a partir de dicho precursor FCC aireado con H_2O_2 . Además, se presenta como un material aislante cuya conductividad térmica se reduce hasta un 50% respecto al material tradicional fabricado a base de cemento Portland (OPC).

PALABRAS CLAVE: Hormigón celular, geopolímeros, agua oxigenada.

1.- INTRODUCCIÓN

Un Hormigón Ligero (HL) es aquel que mediante diversos métodos aplicados en el proceso de su elaboración resulta más ligero que el hormigón tradicional [1]. Esta disminución en la densidad permite obtener un material que reduce las cargas muertas estructurales, una mayor rapidez de construcción y supone un menor coste de transporte. Además este tipo de hormigones se caracterizan por tener una importante capacidad aislante, por ello, es un material óptimo desde el punto de vista de la eficiencia energética [2].

La propiedad intrínseca de los HL es su baja densidad, que se consigue por la inclusión de aire en la matriz de hormigón [1]. Una de las tipologías de este tipo de hormigones es el hormigón celular tradicional (HCT): se trata de una pasta o mortero de cemento Portland (OPC), y en algunos casos con adición de cal hidratada, con un sistema cerrado de microburbujas de aire que ocupa hasta el 85% del material. Este sistema de burbujas se puede generar mediante la adición de: i) agentes tensoactivos; o ii) agentes generadores de gas. Entre estos últimos se encuentra el polvo de aluminio metálico (por generación de hidrógeno molecular) y el peróxido de hidrogeno (H_2O_2) (por generación de oxígeno molecular).

Algunos estudios sobre las propiedades de los HCTs revelan que en general se caracterizan por alcanzar valores de densidad en el intervalo de 300 a 1400 kg/m^3 , con resistencias mecánicas del orden de 1-15 MPa [3]. Además, reducen la conductividad térmica en un 5% - 30% respecto a la del hormigón tradicional [4,5] y resultan interesantes desde el punto de vista de la durabilidad ya que son resistentes al ataque de bacterias y al fuego [6-8].

Sin embargo, desde el punto de vista ecológico, el HCT presenta un alto impacto medioambiental debido al elevado consumo de OPC necesario para su producción (70% en masa). Es bien conocido que la producción del OPC lleva asociada una importante demanda energética, el consumo de materias primas no renovables [9] y contribuye en un 5-7% de las emisiones globales de CO_2 a la atmosfera [10].

Una forma de obtener este tipo de hormigones celulares con menor impacto medioambiental es por medio del uso de matrices geopoliméricas, de modo que el OPC es sustituido por un precursor mineral y una disolución activadora alcalina: son los conocidos como hormigones celulares geopoliméricos (HCG) [11,12].

El objetivo de la presente investigación es analizar el efecto aireante que produce el agua oxigenada (H_2O_2) en matrices geopoliméricas de residuo de catalizador de craqueo catalítico (FCC). Para ello se ha fabricado una serie de HCGs (con una dosificación constante a base de este precursor) a los que se ha adicionado distintos porcentajes de H_2O_2 . El fundamento de uso de este generador de gas es la formación de oxígeno molecular a partir de la descomposición en medio alcalino. El H_2O_2 es termodinámicamente inestable y se descompone fácilmente en agua y gas oxígeno (Ec. (1)):



Los materiales han sido caracterizados a nivel microestructural, y se han estudiado los productos cementantes, mediante las técnicas de termogravimetría y difracción de rayos X (DRX). A continuación, se ha procedido a su caracterización mecánica y física, determinando su densidad natural (ρ) y resistencia mecánica a compresión (R_c) a la edad de 7 días, así como la caracterización de su red porosa mediante las técnicas de microscopía óptica (OM) y microscopía electrónica de barrido con emisión de campo (FESEM). Estos ensayos han permitido determinar el porcentaje óptimo de adición de H_2O_2 con el que se consigue fabricar HCGs de FCC con matrices estables y con buenas propiedades. Finalmente se ha procedido al estudio de las propiedades térmicas de los HCGs

seleccionados. Las características físicas, mecánicas y térmicas de estos últimos se han comparado con los obtenidos para sistemas de HCT a base de OPC, así como, para otros sistemas de HCGs con escoria de alto horno (BFS) como precursor mineral.

2.- MATERIALES Y MÉTODOS

2.1.- Materiales y propiedades

Para la síntesis de HCGs se ha empleado dos precursores minerales: i) FCC es un residuo de la industria petroquímica, compuesto principalmente por SiO_2 (47.76%) y Al_2O_3 (49.26%) y ha sido suministrado por la planta de la empresa BP Oil (Grao de Castellón, España); y ii) BFS está compuesta por CaO (40.15%), SiO_2 (30.53%) y Al_2O_3 (10.55%) y ha sido suministrada por la empresa Cementval S.A (Puerto de Sagunto, España). El OPC para la fabricación de HCT, ha sido suministrado por Lafarge (Puerto de Sagunto, España). Para la elaboración de la disolución activadora en HCGs se ha empleado hidróxido de sodio en pellets (pureza del 98%) y silicato de sodio (8% Na_2O , 28% SiO_2 y 64% H_2O), ambos suministrados por la empresa Merck (España). Como reactivo generador de gas se ha empleado una solución 30% w/w de peróxido de hidrógeno H_2O_2 , suministrada por J.T Baker (España).

2.2.- Procedimiento experimental

El procedimiento experimental seguido para el desarrollo del presente estudio se ha dividido en dos fases: la fase (i) en la que se compara el efecto del porcentaje de H_2O_2 sobre el HCG (en base FCC) y la fase (ii) en la que se comparan las características del mejor HCG de la fase (i) con las de HCT (con cemento Portland, OPC) y otro tipo de HCG (con escoria, E).

En la primera fase (i) experimental se ha fabricado 6 probetas cúbicas de 64 cm^3 con adiciones de H_2O_2 del 2%, 2.5% y 3% respecto al peso del precursor y con una relación agua/precursor de 0.50. Para la segunda fase (ii) se ha fabricado 8 probetas cúbicas de 1000 cm^3 con un 2% de H_2O_2 y con una relación agua/precursor para los HCGs de 0.5 con el empleo de FCC y de 0.25 con BFS. Los HCT tienen una relación agua/OPC de 0.40. La disolución activadora en todos los casos ha sido $X/Y = 7.5/1.7$, donde X representa la concentración molar de sodio en el activador (Na^+) e Y es la relación molar $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$.

Respecto a la fabricación de los hormigones celulares, el H_2O_2 se ha incorporado a las mezclas tras el amasado previo del precursor y de la disolución activadora (el agua en el caso del HCT), y se ha agitado durante 90 segundos. El curado se ha llevado a cabo en cámara húmeda a 23°C y 100% H.R. Las muestras han sido enrasadas con una sierra dentada de manera manual a las 24 horas de la mezcla en el molde y, posteriormente, se ha procedido al desmoldeado de las mismas. En la Figura 1 se pueden observar los moldes empleados para la confección de probetas cúbicas, el procedimiento de enrasado/corte y las probetas cúbicas resultantes para cada una de las fases experimentales.

La nomenclatura empleada para la identificación de los materiales viene dada por: (A)-(B)POX, donde: (A) se corresponde con la materia prima empleada como precursor (FCC, BFS o OPC); y (B) representa el porcentaje de H_2O_2 adicionado.

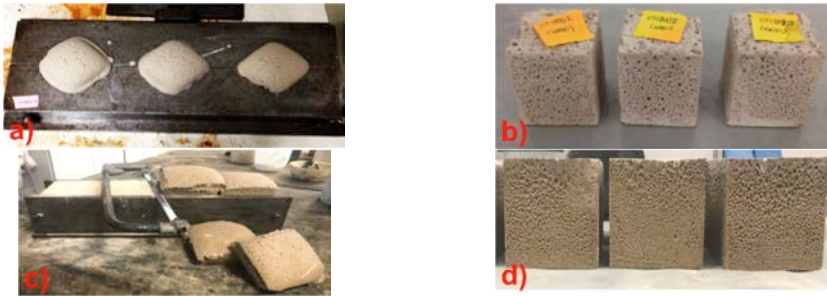


Figura 1. Moldes y probetas preparadas: a) molde para 3 probetas cúbicas de 64 cm^3 , con el material expandido por generación de gas en el interior; b) probetas de 64 cm^3 para la primera fase (i) experimental; c) molde para 4 probetas cúbicas de 1000 cm^3 en el momento previo al desmoldeado tras su enrase; d) probetas de 1000 cm^3 para la segunda fase (ii) experimental.

Para realizar la caracterización microestructural en cada una de las amasadas, se ha tomado una muestra de material fresco en un recipiente cilíndrico de plástico con cierre hermético. Los ensayos termogravimétricos se han realizado utilizando un módulo TGA 850 Mettler-Toledo. La técnica de DRX se ha llevado a cabo con un difractómetro modelo Bruker AXS D8 Advance. La densidad natural (ρ) se ha determinado mediante el peso de las probetas cúbicas antes del ensayo de resistencia a compresión. El ensayo mecánico de resistencia a compresión (R_c) se ha realizado con una máquina de ensayo universal INSTRON 3282. Con los resultados obtenidos se han calculado los promedios y los valores de desviación estándar. Se ha medido los diámetros de poro mediante el procesado de: i) micrografías tomadas con un microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM) modelo ULTRA 55 de la marca ZEISS; y ii) fotografías de las superficies internas de las probetas (16 cm^2), tomadas con un microscopio óptico modelo S8 APO de la marca Leica en comunicación con una cámara digital modelo DFC 420 de la marca Leica. Los ensayos de conductividad térmica se han llevado a cabo con un equipo KD2-Pro desarrollado por la empresa Decagon Devices (NE Hopkins Court Pullman, EEUU) y comercializado en España por Lab Ferrer (Madrid, España). Se ha incorporado un sensor RK-1 para rocas y hormigones, que mide las propiedades térmicas en base al “Método de la Aguja Térmica” recogido en las normas ASTM D5334-08 y IEEE Standard 442-1981 [13,14].

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Primera fase (i) experimental

En los ensayos termogravimétricos se ha observado para todos los materiales una evolución muy similar de los productos de hidratación. Las curvas DTG presentan un pico

característico en el intervalo de temperaturas de 100°C a 200°C que se corresponde con la formación de geles tipo NASH durante la reacción de geopolimerización. A los 7 días de curado aparece como un doble pico y con el tiempo se observa un ensanchamiento, que deja un pico de mayor intensidad con un hombro a baja temperatura. Con el paso del tiempo de curado, se observa un ensanchamiento del pico hacia temperaturas altas, lo que sugiere que se incrementa la cantidad de agua combinada químicamente y que los enlaces son más robustos. (Figs. 2.a y 2.b). Además, con el tiempo de curado se produce un aumento de la pérdida de masa total (en el intervalo 35-600°C) (Figs. 2.a y 2.b): lo que nos indica que se está produciendo una formación progresiva de producto gel. Este comportamiento concuerda con las conclusiones de trabajos previos sobre conglomerantes activados alcalinamente de FCC [15].

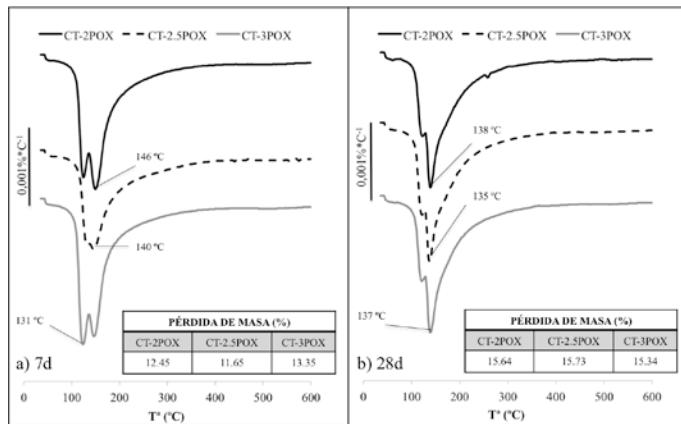


Figura 2. Resultados de termogravimetría de las pastas: a) curvas DTG y % relativo de pérdida de masa a los 7 días de edad; b) curvas DTG y % relativo de pérdida de masa a los 28 días de edad.

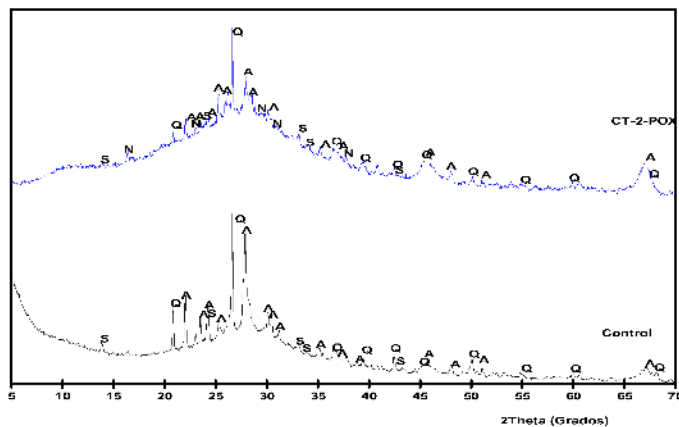


Figura 3. Difractogramas correspondientes a las pastas HCG

En la figura 3 se muestran los difractogramas de una pasta de FCC y de la pasta CT-2POX, ambas a 7 días de curado. En ambas muestras se observa los picos cristalinos del cuarzo (Q) (pdfcard 331161) y albita (pdfcard 191184), así como trazas de la formación de una zeolita, la hidrosodalita (pdfcard 311271). En la pasta tratada con agua oxigenada, además se ha detectado natrón (pdfcard 150800), posiblemente debido a una pequeña carbonatación de la pasta. También se detecta una fuerte desviación de la línea base, en el intervalo 20-35° 2 θ debido a la formación de geles amorfos tipo NASH. Esta zona está mucho más desarrollada en la pasta tratada con agua oxigenada que en la pasta control de FCC.

Por otra parte, los resultados obtenidos de densidad natural (ρ) y resistencia mecánica a compresión (R_c) a los 7 días de curado en cámara húmeda, se reflejan en la Tabla 1. Todos los valores de densidad natural obtenidos están por debajo de 1000 kg/m³ y las prestaciones mecánicas han resultado superiores a 1MPa.

Tabla 1. Primera fase experimental: resultados de densidad (ρ), resistencia mecánica a compresión (R_c) e intervalo de tamaño de poros (7 días de curado).

Material	ρ (kg/m ³)	R_c (MPa)	Tamaño de poro (mm)	
			Máx.	Min.
CT-2POX	965±4	2.67 ± 0.17	0.539	1.014
CT-2.5POX	938±5	1.87 ± 0.03	0.110	2.009
CT-3POX	902±5	1.05 ± 0.35	0.052	4.002

Los valores dejan de manifiesto que la ρ decrece de manera ligera a medida que el porcentaje de H₂O₂ aumenta. La R_c también decrece, aunque en este caso el cambio que experimenta esta propiedad a medida que aumenta la cantidad de H₂O₂ resulta de mayor magnitud. Así, cuando comparamos un 2% con un 2.5% de adición, la ρ decrece en un 3% y la R_c disminuye 0.80 MPa. En el caso de comparar el 2.5% con el 3% de adición, la disminución en la ρ resulta de un 4% y la R_c desciende en 0.82 MPa. Finalmente, si comparamos los valores extremos entre un 2% y un 3%, observamos que la ρ ha disminuido únicamente un 7% mientras que la R_c se ha reducido en 1.62 MPa (60% de pérdida). Según estos resultados se puede afirmar que la reacción de aireación no está siendo lo suficientemente efectiva al aumentar el porcentaje de H₂O₂ ya que las densidades no experimentan una disminución tal que avale la pérdida de resistencia mecánica (ver datos en Tabla 1).

El análisis de la red porosa de los HCGs de FCC permite diferenciar la influencia que ejerce la dosificación del H₂O₂ sobre el desarrollo de la matriz interna del material. Mediante esta técnica microscópica/óptica se consigue comparar el tamaño de poros (tanto en escala micro como macro), la distribución de los mismos y, además, es posible comprobar la compacidad resultante de la matriz del material y su posible influencia tanto en la ρ como en la R_c .

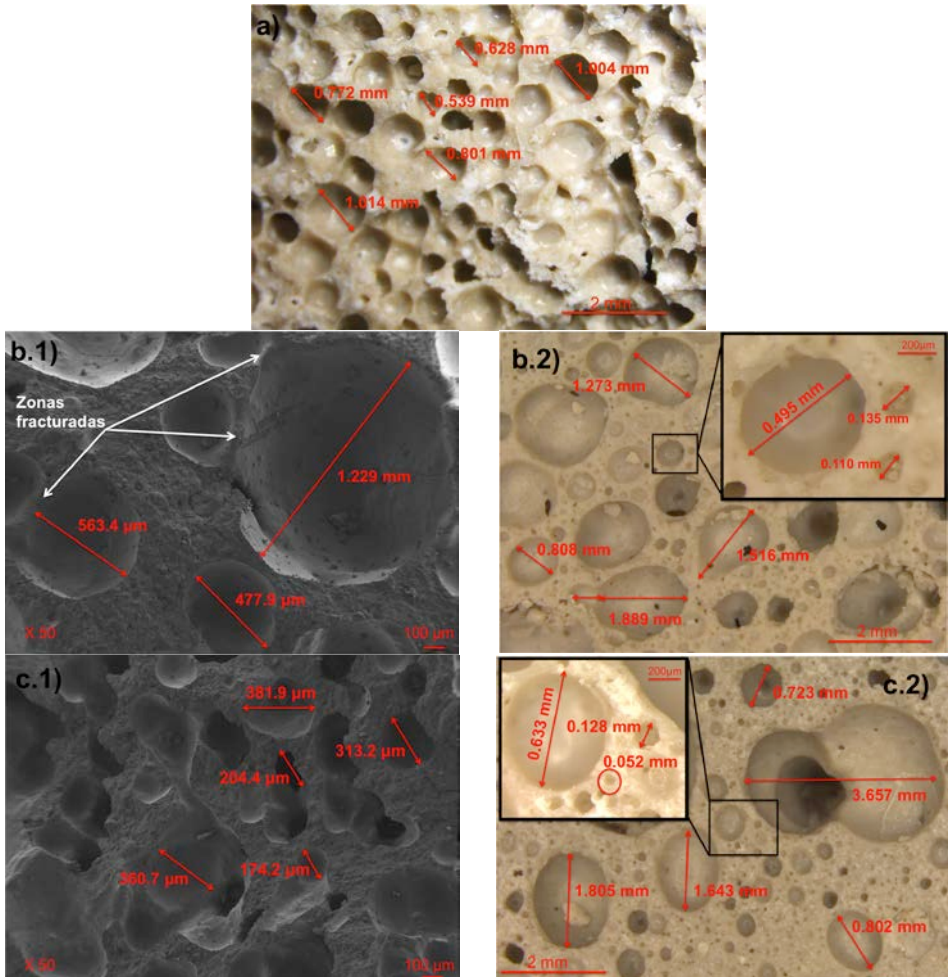


Figura 4. Análisis de la red porosa: a) muestra CT_2POX: Fotografía lupa de una superficie (16cm²); b) muestra CT_2.5POX: 1. Micrografía FESEM de una porción, 2. Fotografía lupa de una superficie (16cm²); c) muestra CT_3POX: 1. Micrografía FESEM de una porción, 2. Fotografía lupa de una superficie (16cm²).

El sistema CT-2POX se caracteriza por tener una matriz densa con huecos que tienen un diámetro esférico constante y que en la mayoría de casos se encuentran aislados sin interconexión entre los mismos. El material presenta huecos de tamaños en el intervalo de 0.539 a 1.014 mm (Fig. 4.a). En el caso de aumentar el porcentaje de H₂O₂ a 2.5%, se observa que la distribución de poros, en cuanto a su tamaño, deja de ser homogénea y la matriz contiene poros que van desde 0.110 a 2.009 mm (Figs. 4.b.1 y 4.b.2). Además la forma de los poros empieza a tener una geometría ovalada en algunos casos, debido a la interconexión entre los de mayor tamaño con los de menor tamaño. Este cambio geométrico

se ve mucho más acentuado en las micrografías y fotografías correspondientes a CT-3POX, donde los poros observados tienen un intervalo de tamaños desde 0.052 a 4.002 mm, mucho mayor que en los casos anteriores (Figs. 4.c.1 y 4.c.2).

Este cambio en la configuración de la red porosa de los materiales, a medida que aumenta el porcentaje de adición de H₂O₂, podría explicar la caída de resistencia observada entre CT-2POX y CT3POX. En el caso de adicionar un 2% de H₂O₂ la cinética de descomposición hace que se generen cantidades importantes de oxígeno, pero que no son lo suficientemente grandes como para producir la conexión entre burbujas. De este modo, se produce una mejor distribución de la matriz cementante alrededor de las burbujas de gas generadas. Cuando se aumenta el porcentaje de H₂O₂, la reacción resulta más agresiva y la cantidad de oxígeno liberada es mayor. La matriz cementante fresca deja de tener la resistencia suficiente para vencer el empuje que ejerce el gas sobre la interfase aire/pasta, provocando así su rotura. Es por tanto evidente, que la reología de la pasta juega un papel fundamental sobre el desarrollo de la estructura celular del HCG producido con H₂O₂.

3.2.- Segunda fase (ii) experimental

La conductividad térmica resultante para los HCG tanto de FCC como de BFS, así como para el HCT se recoge en la Tabla 2, junto con los valores de densidad y la resistencia mecánica a compresión a los 7 días de curado.

Tabla 2. Segunda fase experimental: resultados de densidad (ρ), resistencia mecánica a compresión (R_c) y conductividad térmica (K) (7 días de curado).

Material	ρ (kg/cm ³)	R_c (MPa)	K (w/mk)
CT-2POX	812±10	3.01 ± 0.13	0.236 ± 0.01
E-2POX	711±4	3.83 ± 0.06	0.194 ± 0.02
OPC-2POX	1042±19	6.50 ± 0.12	0.473 ± 0.01

A partir de los datos de densidad, se debe hacer notar que la densidad obtenida para los HCGs (CT-2POX y E-2POX) es significativamente menor que la obtenida para HCT (OPC-2POX): se produce una diferencia de unos 200-300 kg/m³. Esta diferencia, a pesar de haber usado la misma cantidad de H₂O₂, puede ser debida a que la reacción de descomposición es más rápida para los sistemas geopoliméricos. Estos sistemas tienen una mayor alcalinidad, y por ello hacen que la estabilidad de H₂O₂ se vea influenciada de forma notable, de modo que la velocidad de generación del oxígeno se produce mayoritariamente mientras la mezcla se encuentra en estado fresco (fase previa al fraguado).

Por otra parte, la resistencia mecánica, se ha reducido a la mitad para los HCGs (CT-2POX y E-2POX), respecto al HCT. Esto se puede atribuir a los valores de densidad obtenidos para cada uno de los materiales (ver Tabla 2).

Finalmente, con respecto a los valores de conductividad térmica, se ha observado una clara correlación entre esta propiedad y la densidad de los materiales. Se ha obtenido una mayor capacidad aislante con ambos sistemas de HCGs respecto a los sistemas a base de OPC. Con el empleo de FCC (CT- 2POX) se consigue reducir los valores de conductividad

térmica a los 7 días de edad, respecto al HCT, un 50% y con el empleo de BFS (E-2POX) un 60%, (ver Tabla 2).

4.- CONCLUSIONES

Los ensayos microestructurales de caracterización química evidencian que el desarrollo del proceso de geopolimerización y la evolución de los productos cementantes propios de los materiales de FCC activado alcalinamente, no se ven alterados al incorporar H₂O₂ en las mezclas, independientemente del porcentaje adicionado.

Se ha obtenido un material ligero, con buenas prestaciones mecánicas y con una red porosa estable, continua y homogénea mediante la adición de un 2% de H₂O₂. Como resultado, se ha desarrollado un HCG a base de FCC con 812.1 kg/cm³ y 3.01 MPa, cuya conductividad térmica resulta un 50% menor que la correspondiente a un HCT

Con un aumento en el porcentaje de H₂O₂ resulta una reacción de generación de gas más agresiva, con poros que pierden la forma esférica y se interconectan. Como consecuencia, la densidad del material disminuye, y se produce una pérdida significativa de resistencia mecánica.

Se ha demostrado que la capacidad de generación de oxígeno resultante de la descomposición del H₂O₂ y la formación de burbujas de gas en las matrices cementantes resulta mucho más estable en los sistemas geopoliméricos debido a su elevada alcalinidad.

El presente estudio pone de manifiesto la posibilidad de fabricar nuevos hormigones celulares geopoliméricos aireados con agua oxigenada, utilizando como precursor un residuo de la industria petroquímica como es el FCC.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente documento quieren mostrar su especial agradecimiento a GEOCELPLUS (proyecto interno de la Universitat Politècnica de València). Se agradece también al Servicio de Microscopía Electrónica de la UPV.

REFERENCIAS

- [1] D. Pfeifer, 'Sand Replacement in Structural Lightweight Concrete—Creep and Shrinkage Studies', *Journal of the American concrete Institute (ACI)* **65**(2) (1968) 131-140, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.023>.
- [2] H.K. Kim, J.H. Jeon, H.K. Lee, 'Workability, and mechanical, acoustic and thermal properties of lightweight concrete with a high volume of entrained air', *Construction and Building Materials* **23** (2012) 411–422, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.067>.
- [3] K. Ramamurthy, E.K.K. Nambiar, G.I.S. Ranjani, 'A classification of studies on properties of foam concrete', *Cement and Concrete Composites* **31** (2009) 388-396, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.04.006>.

- [4] M.R. Jones, A. McCarthy, 'Behavior and assessment of foamed concrete for construction applications', in: Dhir RK, Newlands MD, McCarthy A, editors. (Use of foamed concrete for construction applications: Thomas Telford, 2005); 61-88, <http://dx.doi.org/10.1680/uofcic.34068.0008>.
- [5] W. Wongkeo, P. Thongsanitgarn, K. Pimraska, A. Chaipanich, 'Compressive strength, flexural strength and thermal conductivity of autoclaved concrete block made using bottom ash as cement replacement materials', *Materials and Design*, **35** (2005) 434-439, <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2011.08.046>.
- [6] J.P. Melo. 'Desarrollo y caracterización de un material celular de alta porosidad con base cementicia activada mediante agentes inorgánicos', tesis doctoral, (Universidad Politécnica de Madrid, 2013), <http://oa.upm.es/22562/> (consultado 28.06.17)
- [7] B. Dolton, C. Hannah, 'Cellular concrete: engineering and technological advancement for construction in cold climates', in: Proc. Annual General Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Calgary Alberta, Canada 2006; 1-11. <http://www.clcir.com/index.php/download/cold> (consultado 28.06.17)
- [8] F. Zulkarnain, M. Ramli, 'Durability of performance of foamed concrete mix design with silica fume for housing development', *Journal of Materials Science and Engineering* **5** (2011) 518-527, file:///Users/Fonpeal/Downloads/durability%20(1).pdf (consultado 28.06.17)
- [9] K.H. Mo, U.J. Alengaram, M.Z. Jumaat, S.P. Yap, S.C. Lee, 'Green concrete partially comprised of farming waste residues: a review', *Journal of Cleaner Production* **117** (2016) 122-138, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.01.022>.
- [10] F. Puertas, M. Torres-Carrasco, 'Use of glass waste as an activator in the preparation of alkali-activated slag. Mechanical strength and paste characterisation', *Cement and Concrete Research*, **57** (2014) 95-104. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.12.005>.
- [11] R.A. Aguilar, O.B. Díaz, J.I.E García, 'Lightweight concretes of activated metacaolin-fly ash binders with blast furnace slag aggregates', *Construction and Building Materials* **24** (2009) 1166-1175, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.024>.
- [12] H. Esmaily, H. Nuranian, 'Non-autoclaved high strength cellular concrete from alkali activated slag', *Construction and Building Materials* **26** (2012) 200-206, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.010>.
- [13] ASTM-D5334-08 2008. Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure.
- [14] IEEE-STANDARD-442-1981. Guide for Soil Thermal Resistivity Measurements.
- [15] M.M Tashima, J.L. Akasaki, J.L.P. Melges, L. Soriano, J. Monzó, J. Payá, M.V Borrachero, 'Alkali activated materials based on fluid catalytic cracking catalyst residue (FCC): Influence of SiO₂/Na₂O and H₂O/FCC ratio on mechanical strength and microstructure', *Fuel* **108** (2013) 833-839, <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2013.02.052>.

TECNOLOGÍA
TECNOLOGIA

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Respuesta frente a cargas estáticas y frente a explosiones en hormigones de alta resistencia reforzados con fibras

R. Zerbino ⁽¹⁾, G. Giaccio ⁽¹⁾, M. C. Torrijos ⁽¹⁾,
B. Luccioni ⁽²⁾, F. Isla ⁽²⁾, R. Codina ⁽³⁾ y D. Ambrosini ⁽³⁾,

⁽¹⁾ Facultad de Ingeniería, Univ. Nac. de La Plata. CONICET y LEMIT-CIC. Argentina

⁽²⁾ Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”, Univ. Nac. de Tucumán. CONICET. Argentina.

⁽³⁾ Facultad de Ingeniería, Univ. Nac. de Cuyo. CONICET. Argentina.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5240>

RESUMEN

Los Hormigones de Alta Resistencia Reforzados con Fibras aparecen como materiales promisorios para construir elementos de protección o estructuras expuestas a acciones extremas. Este trabajo analiza el efecto de la incorporación de diferentes contenidos y tipos de fibras de acero en hormigones autocompactantes de alta resistencia (resistencia media a compresión mayor a 100 MPa). Se analiza el efecto de distintos tipos y contenidos de fibras de acero sobre el comportamiento mecánico en flexión de prismas entallados y sobre la respuesta bajo cargas estáticas de losas cuadradas de 500 mm de lado y 50 mm de espesor. Luego se muestran resultados de las mismas losas al ser sometidas a cargas explosivas que evidencian la potencialidad del material ante acciones extremas; el refuerzo con fibras mantuvo la integridad de las piezas con una reducción significativa del daño y el cuadro de fisuración manifiesta gran capacidad de absorción de energía.

PALABRAS CLAVE: Hormigón de alta resistencia, fibras de acero, tenacidad.

1.- INTRODUCCIÓN

La extensión de la vida en servicio constituye un ítem prioritario en la ingeniería civil, ya que posee un impacto directo en el bienestar de la sociedad y contribuye al desarrollo sustentable. Tanto las tareas de mantenimiento como de reconstrucción de las construcciones civiles implican el uso de recursos importantes que alcanzan muchas veces magnitudes comparables a la construcción de nuevas estructuras.

Muchos edificios y puentes no han sido diseñados para soportar acciones sísmicas, en ocasiones aparecen cambios de destinos o incrementos en los niveles de cargas, o la posibilidad de que las construcciones resulten expuestas a cargas extremas como explosiones o impactos de origen accidental o intencional. Para reforzar estas estructuras se deben emplear materiales con una capacidad de deformación que les permita disipar gran cantidad de energía antes de la rotura, impidiendo el colapso catastrófico en el caso de cargas extremas; esto implica no sólo elevada resistencia sino también ductilidad, resistencia al descascaramiento o la erosión, favorecer la formación de múltiples fisuras finas y capacidad para mantener integridad.

Ante esta situación, los Hormigones de Alta Resistencia Reforzados con Fibras (HARRF) y en particular los Autocompactantes resultan especialmente aptos para la realización de reparaciones y refuerzos, ya que pueden ser empleados en pequeños espesores donde no podrían ubicarse las barras convencionales con el recubrimiento necesario; a la vez, las fibras limitan los anchos de fisuras, lo que genera efectos positivos para las estructuras en lo relacionado con las propiedades de transporte y la durabilidad.

Sumadas a las ventajas de los hormigones con fibras convencionales, el HARRF suele presentar una respuesta post-pico con endurecimiento generando en muchos casos cuadros de fisuración múltiple bajo cargas de tracción [1]. Por ello se han desarrollado fibras especialmente diseñadas para este material, mejorando el tipo de acero (se ha observado que en niveles de alta resistencia las fibras de acero convencional, en especial en el extremo de anclaje, pueden cortarse) [2-3]; asimismo puede ser eficiente el uso de fibras cortas cuando los agregados pueden fracturarse o el uso de combinaciones híbridas entre fibras largas y cortas. En un paso más avanzado, el post-pico con endurecimiento y fisuración múltiple se intensifica en los Hormigones de Ultra Alta Resistencia Reforzados con Fibras (HUARRF) donde incluso se incorporan microfibras de acero y resultan particularmente adecuados para sobrellevar cargas extremas [4-7].

Este trabajo muestra resultados experimentales obtenidos en un proyecto que tiene por objetivo explorar las ventajas del uso de capas delgadas de HARRF y HUARRF como materiales de reparación y refuerzo. Dada la similitud con el material original de las estructuras, el refuerzo puede formar parte integral de toda una estructura con escaso efecto intrusivo y buena compatibilidad en sus propiedades termo-mecánicas. En este caso se muestra el efecto sobre las propiedades mecánicas, en especial en su resistencia residual a flexotracción, de incorporar distintos tipos y contenidos de fibras de acero en matrices con resistencias a compresión superiores a 100 MPa (HARRF); finalmente se muestran ejemplos de la respuesta de estos HARRF al ser expuestos frente a cargas explosivas.

2.- MATERIALES Y MEZCLAS

Se elaboraron dos series de hormigones autocompactantes de alta resistencia empleando materiales y proporciones similares, a los que se les incorporaron diferentes tipos y contenidos de fibras de acero de alto carbono. En todos los casos se fabricaron muestras del hormigón sin fibras como referencia.

Se utilizaron como materiales cemento portland tipo CPN50, microsílíce (ms), filler calcáreo (f), arena silícea natural y piedra partida granítica de 12 mm de tamaño máximo; se emplearon como aditivos un plastificante retardador y un superfluidificante de alto rango de base copolímero modificado. El origen de la microsílíce fue diferente en ambas series. Se seleccionaron fibras tipo “hooked-end” con diferencias en la longitud y aspecto geométrico, tipo de acero y conformación del gancho en el extremo (3D, 5D). En la Tabla 1 se presentan la identificación de los hormigones, el contenido de cemento (CUC) y de microsílíce, las relaciones agua/ligante ($a/c+ms$) y filler/cemento (f/c), las características de las fibras empleadas y los resultados de la resistencia a compresión de cada hormigón (f_c) determinada sobre cubos de 70 mm de arista. En la Fig. 1 se muestran las diferentes fibras.

Tabla 1. Mezclas: características de las fibras usadas y resistencia a compresión.

	Serie 1				Serie 2				
	B1	C40	D40	D80	B2	E40	E80	F40	F80
a/c+ms		0,21				0,24			
f/c		0,07				0,07			
CUC (kg/m ³)		740				730			
ms (kg/m ³)		73				60			
Fibras	-	C	D	D	-	E	E	F	F
f _t (N/mm ²)		>3000	>2300	>2300		>2300	>2300	>2500	>2500
tipo de gancho	-	3D	5D	5D	-	3D	3D	3D	3D
largo	-	30	60	60	-	30	30	60	60
l/d	-	80	65	65	-	75	75	85	85
kg/m ³	-	40	40	80	-	40	80	40	80
f'c (MPa)	125,8	144,2	126,0	148,8	117,5	116,0	110,0	114,0	113,0

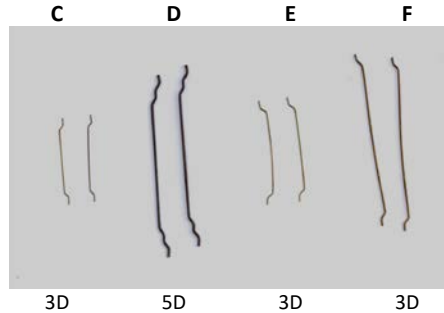


Figura 1. Fibras empleadas.

En ambas series se elaboró un hormigón de base al que luego se le incorporaron diferentes tipos y contenidos de fibras. En la serie 1, además del hormigón de referencia B1, se elaboraron tres hormigones con 40 u 80 kg/m³ de fibras (C40, D40 y D80); la serie 2 incluye al hormigón de referencia B2 y a los HARRF E40, E80, F40 y F80. En estado fresco, los hormigones B1 y B2 alcanzaron valores de diámetro de escurrimiento iguales a 690 y 580 mm, y tiempos t₅₀ iguales a 7,7 y 6,0 s respectivamente. Como era de esperar en los HARRF se redujeron los diámetros de extendido pero los mismos en todos los casos superaron los 500 mm y permitieron el llenado de las probetas asegurando su compacidad.

Para la caracterización en flexión se moldearon con cada mezcla tres prismas de 430 mm de largo, 75 mm de ancho y 50 mm de altura. Para el ensayo los prismas fueron girados 90°, se

realizó una entalla de 18 mm sobre el centro de la cara traccionada y se aplicó carga al centro de una luz de 350 mm. La velocidad de ensayo se controló mediante un extensómetro tipo clip gage fijo a ambos lados de la entalla que mide la apertura de la boca de fisura (CMOD). Así se siguieron los lineamientos generales de la norma EN14651 [8] manteniendo la relación altura/luz y entalla/altura [9]; como resultados se determinaron la tensión de primera fisura (f_L) y las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} , correspondientes a aperturas de fisura en la viga estándar iguales a 0,5 mm y 2,5 mm. A la vez y considerando que en muchos casos se verifica un post-pico con endurecimiento se calculó la tensión máxima (f_{max}) como otro parámetro del ensayo de flexión.

Al mismo tiempo se moldearon losas de 500 x 500 x 50 mm (de igual espesor que los prismas). Para cada mezcla, dos losas fueron ensayadas siguiendo los lineamientos de la recomendación EFNARC [10]; el ensayo, bajo condiciones de deformación controlada, aplica una carga en el centro de la losa a través de una placa cuadrada de acero de 100 mm de lado y mide la deformación al centro de la cara inferior mediante un LVDT, para evaluar la energía acumulada durante el proceso. Otras tres losas de cada mezcla fueron destinadas a ensayos frente a cargas explosivas de diferente intensidad, detalles de los mismos se indican en Luccioni et al. [11].

Finalizados los ensayos, se realizó un conteo de la densidad de fibras sobre las superficies de fractura de los prismas y sobre cortes en ambas direcciones en el caso de las losas.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 2 muestra las curvas tensión-CMOD obtenidas de los ensayos de flexión más representativas de cada hormigón. La Tabla 2 presenta para cada mezcla los valores promedio de las tensiones de primera fisura (f_L), máxima (f_{max}) y residuales (f_{R1} y f_{R3}) junto con la densidad de fibras medida en la superficie de fractura al finalizar los ensayos. En el caso de las losas incluye la carga máxima (P_{max}), la energía (E) calculada a partir del área bajo la curva hasta una flecha de 25 mm y la densidad de fibras promedio de ambas direcciones.

Considerando los HARRF de la serie 1 (Fig. 2a) se observa que todos tienen un post-pico con endurecimiento, las tensiones residuales en D80 son un 40% mayor que las del hormigón D40 que incorpora la mitad de dosis de las mismas fibras. El hormigón C40 que posee 40 kg/m³ de fibras más cortas tiene mayores tensiones residuales para aperturas de fisuras pequeñas (f_{R1}) que D40. Para mayores aperturas de fisuras las fibras más largas brindan mayor capacidad residual. En la Fig. 1b se muestran las curvas de los hormigones de la serie 2. Se puede observar que los hormigones E y F también tienen un post pico con endurecimiento. En ambos casos, las tensiones residuales de los que tienen la mayor dosis de fibras (E80 y F80) son un 30 y 35 % mayores que las de E40 y F40 respectivamente; en estos HARRF, tanto con fibras cortas como largas, las tensiones residuales se mantienen relativamente constantes hasta grandes aperturas de fisura. En la Tabla 2 se observa en los HARRF con fibras 5D elevadas tensiones residuales para grandes CMOD que pueden asociarse a una mayor resistencia al arrancamiento.

Cabe indicar que en todos los casos, aún para bajos contenidos de fibras, luego de la primera fisura se produjo una respuesta con endurecimiento. No se observaron fibras cortadas, algunos ganchos estaban deformados y otros no. Se destaca que, a pesar de que las probetas estaban entalladas y eso define el plano de fractura, en los HARRF con 80 kg/m³ de fibras se desarrolló un cuadro de fisuración múltiple lo que pone en evidencia el marcado control de fisuras resultante del alto contenido de fibras.

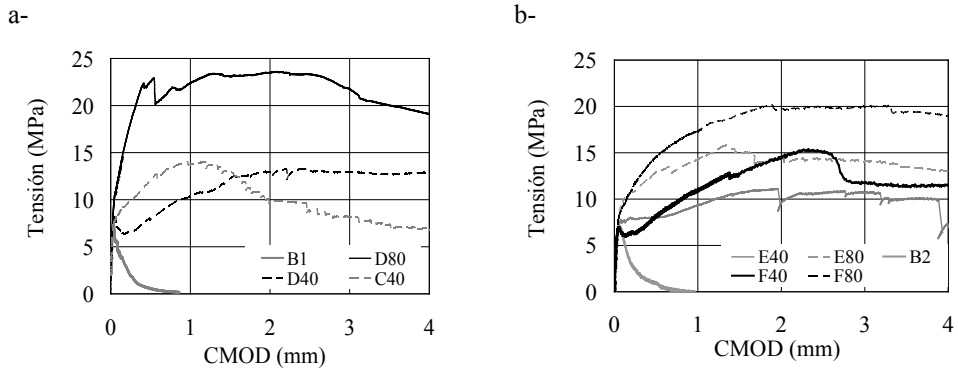


Figura 2. Curvas tensión-CMOD en ensayos de flexión sobre prismas entallados. a-Serie 1 b-Serie 2.

Tabla 2. Resultados ensayos de flexión sobre vigas y losas.

Vigas	B1	C40	D40	D80	B2	E40	E80	F40	F80
f_L (MPa)	7,5	8,8	8,1	9,9	7,6	7,6	8,4	7,6	7,6
f_{max} (MPa)	7,5	14,9	12,8	23,1	7,6	11,1	15,9	12,0	18,5
f_{R1} (MPa)	-	13,5	9,4	21,5	-	7,3	13,1	7,0	13,9
f_{R3} (MPa)	-	8,7	12,7	21,0	-	9,6	14,5	11,3	17,6
fibras/mm ²	-	0,023	0,007	0,018	-	0,016	0,039	0,009	0,019
Losas									
P_{max} (kN)	13	34	29	41	18	31	47	31	37
E (J)	18	552	624	794	21	569	774	680	910
fibras/mm ²	-	0,026	0,006	0,012	-	0,030	0,044	0,008	0,021

La Figura 3 muestra el efecto de la densidad de fibras en la capacidad resistente medida en los ensayos de flexión para todos los hormigones estudiados. Se observa que, como es lógico, la tensión de primer pico (f_L) no varía con la densidad de fibras, mientras que las tensiones máximas y residuales aumentan a medida que crece el número de fibras en la superficie de fractura. Para igual densidad de fibras las tensiones máximas y residuales de los hormigones con fibras más largas son mayores que en el caso de las fibras más cortas.

Comparando fibras 5D y 3D de similar longitud, se observa que a igual densidad de fibras los hormigones con fibras 5D (D40 y D80) poseen mayores tensiones máximas y residuales que los hormigones con fibras 3D (F40 y F80), si bien existen diferencias en la resistencia de la matriz entre las series 1 y 2, esto parece confirmar una mayor eficiencia de estas fibras atribuible al tipo de acero empleado y al mayor trabajo que demandan para deformar y arrancar el doble gancho.

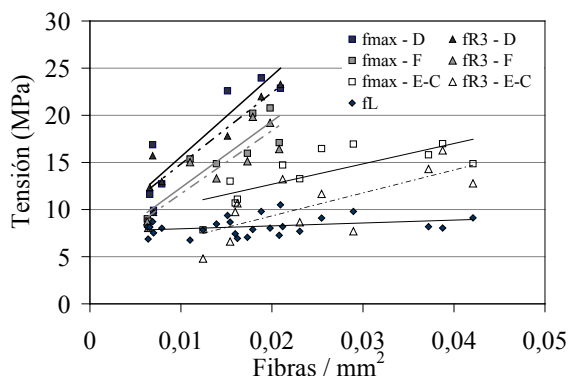


Figura 3. Variación de las tensiones de primer pico, máxima y residuales (f_L , f_{max} , f_{R1} y f_{R3}) con la densidad de fibras.

En la Figura 4 se presentan las curvas carga-flecha obtenidas de los ensayos realizados sobre las losas. Se observa que el comportamiento de los hormigones es acorde a la dosis y tipo de fibras empleados, sin embargo se nota una menor variación por efecto del contenido de fibras respecto al observado en los ensayos de flexión. Con respecto a la forma de falla, en el caso del hormigón simple las losas muestran una abrupta caída de resistencia que corresponde a la aparición de la primera fisura de flexión y luego un segundo pico que indica cuando la losa se fisura en la dirección ortogonal. Por el contrario los HRF luego de la primera fisura mantienen una gran capacidad portante gracias al desarrollo de fisuras en varias direcciones, la muestra puede sobrellevar grandes deformaciones manteniendo capacidad portante, a medida que se desarrolla el ensayo se observan fisuras en la zona inferior, a veces con grandes espesores pero no se manifiestan en la cara superior. Además se manifiesta la deformación en una marcada elevación de los ángulos de las losas.

En lo relativo al aspecto de las losas al finalizar los ensayos estáticos, en las losas sin fibras las caras de fractura están bien definidas, mientras que en los HARRF el cuadro de fisuración fue muy extendido y las losas mantuvieron su integridad; evidenciando su gran capacidad de absorción de energía. La Fig. 5 compara los distintos HARRF en términos de la evolución de la energía acumulada durante el ensayo, mientras que en la Fig. 6 se presentan fotografías de la cara traccionada de las losas de la serie 2 luego de ser ensayadas.

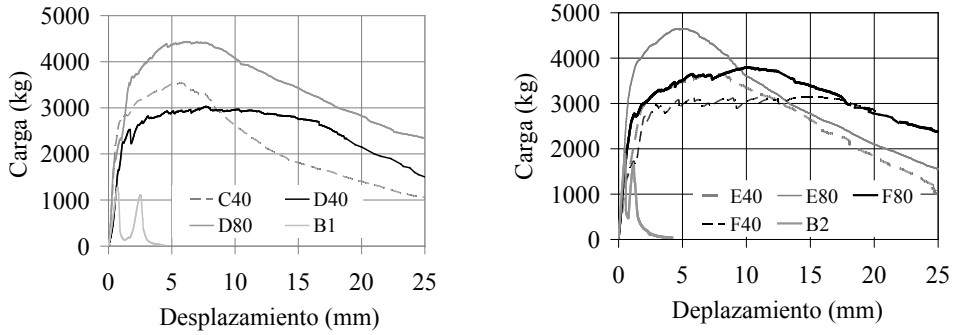


Figura 4. Curvas carga-desplazamiento obtenidas sobre ensayos estáticos de las losas.

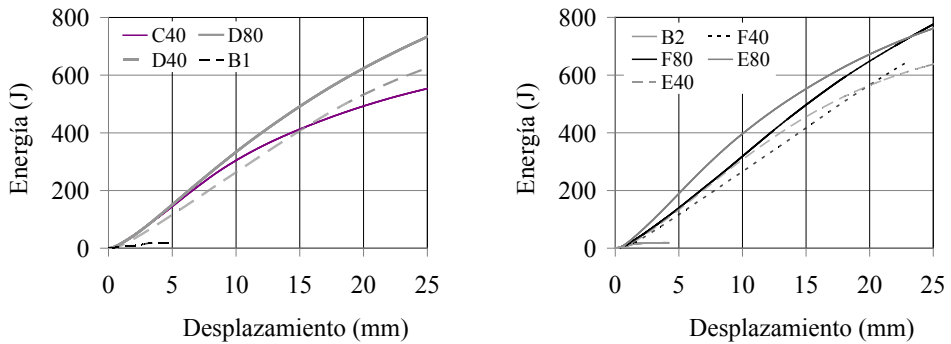


Figura 5. Curvas energía acumulada-desplazamiento obtenidas sobre ensayos estáticos de las losas.



Figura 6. Fotografías de la cara traccionada de las losas.

Una de las mayores potencialidades que brindan los HARRF se refiere a su empleo como elementos de refuerzo o protección frente a cargas extremas como impactos o explosiones. Tres losas de cada hormigón fueron destinadas a este tipo de pruebas. Se ubicaron en un marco similar al de los ensayos estáticos pero con una restricción en las esquinas para evitar su desplazamiento, y se detonaron cargas de diferente magnitud ubicadas sobre el centro de las placas, algunas apoyadas y otras a distintas alturas [11].

A modo de ejemplo en la Fig. 7 se muestra el aspecto de las losas correspondientes a los hormigones de la serie 2 luego de ser sometidas a una explosión de significativa magnitud (carga explosiva equivalente a 488 g de TNT a 0,27 m de altura). Los resultados obtenidos fueron muy alentadores en lo relativo a los beneficios que derivan de la incorporación de fibras, e indican que pueden existir diferencias entre fibras largas y cortas como también que merecen estudiarse alternativas de uso de mezclas híbridas. La apertura de fisuras, la zona de erosión y las flechas disminuyeron con el incremento de la dosis de refuerzo; mientras las losas sin fibras fueron completamente destruidas y los fragmentos se esparcieron a varios metros de distancia, las fibras preservaron la integridad de las losas, incluso la adición de sólo 0,5 % en volumen de fibras fue suficiente para modificar el cuadro de falla. Comparando con el hormigón sin fibras, la incidencia de las fibras en la formación del cráter que genera la explosión resulta menos importante que en los cambios observados en la respuesta a flexión.

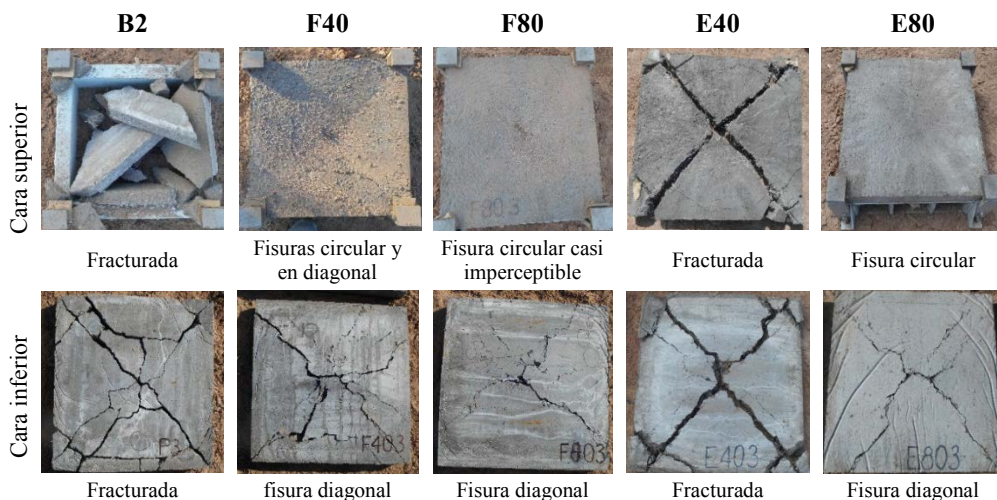


Figura 7. Fotografías de las caras superior e inferior de losas correspondientes a los hormigones de la serie 2 luego de ser sometidas a explosiones.

4.- CONCLUSIONES

Se estudiaron los beneficios derivados de la incorporación de diferentes dosis y tipos de fibras de acero de alta resistencia en hormigones con resistencias a compresión mayores a 100 MPa. El estudio forma parte de un proyecto que explora las ventajas del uso de capas delgadas de HARRF y HUARRF como materiales de reparación y refuerzo.

Los resultados indican que:

- Las fibras dieron lugar respuestas post-pico con endurecimiento, con grandes incrementos en la capacidad residual y tenacidad; incluso en prismas entallados se observó fisuración múltiple que evidencia la capacidad de control de fisuras, principalmente para altas dosis de fibras (1% en volumen).
- Esta respuesta característica también se observó en losas ensayadas bajo cargas estáticas que evidencian una gran capacidad de absorción de energía.
- Como era de esperar al aumentar la densidad de fibras aumentan las tensiones residuales de los hormigones. Este aumento fue mayor cuando se utilizaron fibras más largas y más aún en el caso de las fibras donde el gancho en su extremo ha sido optimizado con el fin de mejorar su resistencia al arrancamiento.

Cabe comentar que los HARRF resultan especialmente adecuados para sobrellevar acciones extremas con explosiones o impactos, y que incluso bajas dosis de fibras son capaces de preservar la integridad de los elementos estructurales modificando el cuadro de falla. Sin embargo se observaron diferencias entre dosis similares de fibras de distinta longitud lo que merece ser estudiado con mayor profundidad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación de los proyectos PICT-2013-1740 2014-17, 11/I188 Secyt UNLP 2014-17 y CONICET PIP 2015-17, y a los técnicos Anabela Gerez y Pablo Bossio por su colaboración en el desarrollo del programa experimental. Asimismo se agradece a las firmas Cementos Avellaneda SA, Ferrocement SA, Sika Argentina SAIC, y Bekaert SA por su colaboración en el suministro de materiales para la fabricación de los hormigones.

REFERENCIAS

- [1] Giaccio, G, and Zerbino, R., 'Fiber reinforced high strength concrete: evaluation of failure mechanism' in High-Performance Concrete Performance and Quality of Concrete Structures, 3rd Int Conf, Recife, PE, Brazil, 2002, (Ed: V.M. Malhotra et al, ACI Int, SP-207, 2002) 69-90.
- [2] Isas Pedraza, D.R., Torrijos, M.C., Giaccio, G., Zerbino, R., Luccioni, B. and Sfer, D., 'Hormigones autocompactantes con fibras: respuesta mecánica de losas sometidas a cargas puntuales y vigas delgadas', in BAC2010 - 2º Cong Ibérico sobre betão auto-compactável, Guimarães, 2010.

- [3] Bernard, E.S., ‘Age-dependent Changes in Post-cracking Performance of Fibre Reinforced Concrete for Tunnel Segments’ in 15th Australasian Tunnelling Conf 2014, paper 129.
- [4] Corinaldesi V. and Moriconi G., ‘Mechanical and thermal evaluation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes for engineering applications’, *Construction and Building Materials* **26** (2012) 289–294.
- [5] Habel, K. and Gauvreau P., ‘Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading’, *Cement & Concrete Composites* **30** (2008) 938–946.
- [6] Su-Tae Kang and Jin-Keun Kim, ‘The relation between fiber orientation and tensile behavior in an Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (UHPFRCC)’, *Cement and Concrete Research* **41** (2011) 1001–1014
- [7] Caverzan A., Cadoni E. and di Prisco M., ‘Tensile behaviour of high performance fibre-reinforced cementitious composites at high strain rates’, *International Journal of Impact Engineering* **45** (2012) 28-38.
- [8] EN 14651. Precast concrete products - test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength. European Standard, 2005.
- [9] Giaccio, G., Tobes, J.M., Zerbino, R., ‘Use of small beams to obtain design parameters of fibre reinforced concrete’, *Cement Concrete Composites* **30** (4) (2008) 297-306.
- [10] EFNARC (1996) European specification for sprayed concrete, 30p. ISBN: 095224831X. www.efnarc.org/pdf/euroConcreteSpesEng.pdf
- [11] Luccioni, B, Isla F., Codina R., Ambrosini D., Zerbino R., Giaccio G., Torrijos M.C., ‘Effect of steel fibers on static and blast response of high strength Concrete’, *International Journal of Impact Engineering* **107** (2017) 23-37.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Nuevos hormigones para premoldeados en Uruguay

G. Rodríguez de Sensale⁽¹⁾⁽²⁾, I. Rodríguez Viacava⁽²⁾, R. Rolff⁽²⁾,
L. Segura-Castillo⁽³⁾ y M. E. Fernández⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de la Construcción, Fac. de Arquitectura, Diseño y Urbanismo, Universidad de la República, Uruguay.

⁽²⁾ Instituto de Ensayo de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay

⁽³⁾ Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5257>

RESUMEN

La versatilidad de las aplicaciones de los hormigones reforzados con fibras (HRF) y los autocompactantes (HAC) en lugar del convencional los convierten en una alternativa de máximo interés para mejorar prestaciones y procesos industriales de elementos premoldeados existentes, mediante la aplicación de nuevos hormigones. Por ello se estudian ellos y la combinación de ambos (hormigón autocompactante con fibras, HACRF). Como referencia se tomó un H, usual en premoldeados locales, y en base a él se diseñó un HAC. Las variables analizadas fueron el tipo de fibras estructurales y su cuantía. Se estudiaron propiedades de los hormigones en estado fresco y endurecido. Los resultados obtenidos muestran claramente las diferencias de comportamiento en estado fresco y endurecido entre los hormigones estudiados. El empleo de HAC y la incorporación de fibras influyen significativamente en la reología, mejorando en estado endurecido la resistencia mecánica en relación al hormigón convencional. En relación a la permeabilidad al aire y la resistencia a penetración de cloruros, los resultados obtenidos en todas las mezclas fueron similares.

PALABRAS CLAVE: Hormigón reforzado con fibras; Hormigón autocompactante; Fibras estructurales; Hormigones especiales.

1.- INTRODUCCIÓN

Las ventajas del empleo de nuevos hormigones en lugar de hormigón convencional ha sido demostrada a nivel internacional [1-4]. En los últimos años, la optimización de la calidad de los premoldeados se ha basado principalmente en el empleo de hormigones reforzados con fibras (HRF). En Uruguay, las mayores experiencias en premoldeados datan de la década de 1960, y se basan en sistemas de prefabricación pesada, cuyo desempeño ha sido variable. El material utilizado en todos los casos es el hormigón convencional (HC), que determina características técnicas de los productos finales y condiciona aspectos productivos de fabricación y montaje. La versatilidad de las aplicaciones de los HRF [5-10] los convierten en una alternativa de máximo interés para nuestro país. Además, teniendo en cuenta la

escala del medio, que el sector de la construcción se encuentra en una etapa de elevada demanda, con escasez de mano de obra calificada, falta de materiales como el hierro y una creciente necesidad de las empresas constructoras por optimizar los tiempos de ejecución, hacen que este tipo de tecnología sea necesario desarrollarlo y utilizarlo, por lo que surge el objetivo del Proyecto ANII FMV_1_2014_1_104566 “Aplicación de nuevos hormigones para premoldeados” que consiste en mejorar prestaciones y procesos industriales de elementos premoldeados existentes, mediante la aplicación de nuevos hormigones.

Para hacer viable dicha aplicación, se tratará de brindar con este proyecto una respuesta integral a nivel del material y estructural, abarcando aspectos numéricos y experimentales. Con ello se dará un nuevo impulso a la industria de la prefabricación nacional, garantizando una producción de mayor calidad técnica, basada en mejoras en cuanto a durabilidad, rapidez de elaboración de elementos, costos y sostenibilidad.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos hasta la fecha en el Proyecto; ellos corresponden a parte de la etapa correspondiente al material en sí. Como referencia se tomó un hormigón convencional (HC) en premoldeados de nuestro país, de resistencia a compresión a los 28 días de edad de 35 MPa y también un autocompactante (HAC) usado en obras de nuestro medio. En el programa experimental las variables analizadas fueron el tipo de fibras estructurales (dos; metálicas y sintéticas) y su cuantía (se emplearon dos cuantías diferentes para cada tipo de fibra), por lo que se estudiaron además hormigones reforzados con fibras (HRF) y autocompactantes reforzados con fibras (HACF). En ellos se estudió propiedades en estado fresco y endurecido (resistencia a compresión, a tracción por flexión, tenacidad, módulo de elasticidad), y aspectos de durabilidad relativos a permeabilidad al aire por el método Torrent y resistencia a ión cloruro.

2.- INVESTIGACION EXPERIMENTAL

En esta sección se presentan los materiales, la dosificación de los hormigones sin y con fibras, y los métodos empleados en la investigación experimental.

2.1.- Materiales

Para la realización de los hormigones se emplearon los siguientes materiales:

- Cemento Portland: Cemento Portland Normal (CPN) de fábrica local, cuyas características se presentan en la Tabla 1.
- Adiciones: a los efectos de mejorar la reología y economía de los hormigones se empleó polvo de electrofiltro (PEF), residuo de la misma fábrica que el cemento, cuyas características se encuentran en la Tabla 1, el Índice de Actividad Puzolónica (IAP) fue determinado con el cemento empleado [11] observándose que la adición no es puzolánica.
- Agua: proveniente de la red de abastecimiento local
- Aditivo: superplastificante en base a carboxilatos con un 35% de sólidos, compatible con el aditivo y la adición empleada.
- Agregados: naturales, estando el agregado fino formado por una arena fina y una gruesa provenientes de río, mientras que el agregado grueso es una piedra partida de origen grani-

Tabla 1. Características del cemento y la adición empleados

	CPN	PEF
<u>Propiedades físicas</u>		
Masa espec. absoluta, kg/m ³	3070	2750
Superficie específica, Blaine, m ² /kg	249	687
<u>Análisis químico, %</u>		
Óxidos de sílice (SiO ₂)	20	12
Óxido de aluminio (Al ₂ O ₃)	< 2	2,8
Óxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	2,1	1,7
Óxido de calcio Total (CaO)	57	46
Óxido de magnesio (MgO)	3,6	1,9
Óxido de manganeso (MnO)	0,35	0,28
Óxido de sodio (Na ₂ O)	0,27	-
Óxido de potasio (K ₂ O)	1,24	<2
Óxido de azufre (SO ₃)	2,5	0,37
Óxido de fósforo (P ₂ O ₅)	-	-
Óxido de cal libre (CaO)	1,10*	-
Pérdida al fuego	4,6	33
Índice de Actividad Puzolánica (IAP), %	100	57

tico cuyos tamaños están comprendidos entre 5 y 14 mm; sus características se presentan en la tabla 2.

Tabla 2. Peso específico y absorción de los agregados

Agregado	Peso Específico (kg/m ³)	Absorción (%)
Arena Fina	2650	0,5
Arena Gruesa	2650	0,5
Piedra Partida	2590	0,8

- Fibras: metálicas y sintéticas, siendo las dos únicas fibras estructurales que se comercializan en el país. Las fibras metálicas (M) son de acero de bajo contenido de carbono, trefilado a frío, con ganchos; las fibras sintéticas (S) son macrofibras de poliolefina, corrugadas; sus características se presentan en la Tabla 3, los datos fueron suministrados por los fabricantes de las fibras, conociéndose de las fibras metálicas además la deformación en ruptura que es menor al 4% y el módulo elástico que es de 210 GPa, mientras que del módulo elástico de las sintéticas se sabe sólo que es mayor a 9 GPa [12].

Tabla 3. Características de las fibras empleadas

Fibras	Diámetro (mm)	Longitud (mm)	L/d	Resistencia a tracción (MPa)	Peso Específico (kg/m ³)
Metálicas	1	50	50	> 1100	7,85
Sintéticas	1,37	48	35	> 550	0,92

2.2.- Dosificación de los hormigones

Como referencia se tomó un hormigón convencional (HC) de resistencia a compresión a los 28 días de edad de 35 MPa, empleada en Uruguay normalmente para premoldeados, y un autocompactante (HAC) de uso en nuestro medio, a los que se le incorporaron fibras estructurales sintéticas y metálicas. Se elaboraron en total diez tipos de hormigones: el HC referencia sin fibras (HC 35) y el HAC, dos HC y dos HAC reforzados con fibras sintéticas (HRFS y HACFS, respectivamente) con cuantías de 4kg y 8 kg de fibras por metro cúbico de hormigón (mínima y máxima recomendada por el fabricante), dos HC y dos HAC reforzados con fibras metálicas (HRFM y HACFM, respectivamente) con cuantías de 20kg y 30 kg por metro cúbico de hormigón, siendo las recomendadas por el fabricante para premoldeados en general de baja responsabilidad estructural. En la Tabla 4 se presentan las dosificaciones empleadas.

Tabla 4. Dosificación de los hormigones (kg/m³)

Hormigón	Fibras	CPN	Adición	Arena Fina	Arena Gruesa	Agregado Grueso	Agua	Aditivo
HC 35	0							2,8
HRFS	4							3,24
	8	350	40	240	580	960	160	3,35
HRFM	20							3,35
	30							3,35
HAC sin/con fibras		390	175	395	375	765	175	6,7

2.3.- Metodología

Los hormigones fueron realizados en hormigonera de eje inclinado. En estado fresco se estudió: asentamiento con cono de Abrams [13] en los HC sin y con fibras mientras que en los HAC cono de flujo [14], anillo J [15] y resistencia a la segregación con ensayo de tamiz [16], en todos los hormigones peso por unidad de volumen. Se hicieron tres probetas de cada tipo de hormigón para estudiar cada propiedad, excepto para evaluar la resistencia a compresión donde se realizaron cinco probetas. Todas las probetas fueron curadas en cámara húmeda hasta la edad de ensayo, 28 días, excepto las sometidas a ensayo de permeabilidad al aire que fueron retiradas 7 días antes de la cámara húmeda y dejadas en ambiente de laboratorio hasta la edad de ensayo por así requerirlo el procedimiento de ensayo.

En estado endurecido se estudió la resistencia a compresión [17, 18]; la resistencia a flexión por tracción [19], con cargas a un tercio de la luz entre ejes de apoyos, determinándose la tenacidad y el índice de tenacidad, mediante el análisis de la curva carga-flecha obtenida en el ensayo de los hormigones reforzados con fibras; y el módulo de elasticidad [20]. También se estudiaron parámetros vinculados a la durabilidad: permeabilidad al aire [21] y resistencia a la penetración de cloruros [22]

La permeabilidad al aire por el Método Torrent se basa en la medición de la permeabilidad al aire del hormigón de recubrimiento (kT) y la conductividad eléctrica del hormigón (ρ), que es afectada por la humedad de la probeta; con ello se establece una valoración de la calidad del recubrimiento en categorías (muy baja, baja, moderada, alta, muy alta). En la evaluación de la resistencia del hormigón a la penetración de cloruros se mide la corriente eléctrica en Coulombs que pasa a través de la probeta por un período de 6 horas sometida a un voltaje estándar de 60 VDC. El valor obtenido como resultado es indicador de la resistencia a la penetración de iones cloruros del hormigón. La norma establece categorías relativas a la permeabilidad frente a ion cloruro: alta (mayor a 4000 Coulombs), moderada (4000-2000 Coulombs), baja (2000-1000 Coulombs), muy baja (1000-100 Coulombs), y despreciable (menor a 100 Coulombs).

3.- RESULTADOS OBTENIDOS Y DISCUSIÓN

En la Tabla 5 se presentan los resultados obtenidos en estado fresco. Si bien no existe diferencia significativa en el Peso Unitario Volumétrico (PUV) de los hormigones estudiados, se observa diferencias significativas con la incorporación de fibras y el HAC sin y con fibras en relación al HC 35.

Tabla 5. Resultados obtenidos en estado fresco

	Asentamiento (cm)	PUV (kg/m ³)	Cono de flujo D(cm)	Anillo J Dj (cm)	Segregación GTM (%)
HC 35	11	2390	-	-	-
HRFS 4	14	2384	-	-	-
HRFS 8	14	2384	-	-	-
HRFM 20	20	2386	-	-	-
HRFM 30	20,5	2394	-	-	-
HAC	-	2313	66,5	67	7,71
HAC FS4	-	2356	69,0	66	14,17
HAC FS8	-	2369	76,0	60	22,50
HAC FM20	-	2401	70,0	66	11,67
HAC FM30	-	2410	74,0	66,5	15,83

En relación a los resultados de los ensayos “ad hoc” para HAC, el cumplimiento de requisitos para la autocompactabilidad [23] se presenta en la tabla 6, mientras que para la resistencia a la segregación allí se menciona la categoría en que se clasifican los resultados [24]. En relación a la fluidez todos los HAC cumplen con el requisito necesarios para la autocompactabilidad, la resistencia al bloqueo empleando el anillo J sólo la cumplen los HAC con menor contenido de fibras, cumplen requisitos para HAC. En relación a la resistencia a la segregación si bien todas las mezclas están en la categoría SR1, excepto el HAC FS8 que presenta un porcentaje mayor que el adecuado para HAC [24], se observan diferentes grados de segregación en los HAC con fibras presentando mayores porcentajes de segregación los hormigones con mayores cantidades de fibras.

Tabla 6. Cumplimiento de requisitos para HAC

	HAC	HAC FS4	HAC FS8	HAC FM20	HAC FM30
Escurrimiento	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Anillo J	Cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple
Segregación	SR1-SR2	SR1-SR2	>20%	SR1-SR2	SR1

En la Tabla 7 se presentan los parámetros estadísticos básicos de los resultados de los ensayos de resistencia a compresión y módulo de elasticidad, siendo F_c y E_c los valores medios respectivos, σ la desviación estándar y CV el coeficiente de variación. Los coeficientes de variación obtenidos son bajos, validando los resultados obtenidos. Se observa que el HAC y la incorporación de fibras mejora la resistencia a compresión en relación al HC35, brindando mayores beneficios cuanto mayor es la cantidad de fibras. En relación a los tipos de fibras empleadas se puede ver claramente en los HRF las metálicas brindan mejores resultados y más homogéneos que las sintéticas, mientras que en los HAC el tipo de fibras empleadas no brinda diferencias significativas en cuanto a los resistencia a compresión. En relación al módulo de elasticidad si bien se observa que la incorporación de fibras aumenta el valor en el HC y el HAC, los resultados obtenidos no difieren significativamente entre sí.

Tabla 7. Resistencia a compresión y módulo elástico de los hormigones

	F_c (MPa)	σ (MPa)	CV (%)	E_c (MPa)	σ (MPa)	CV (%)
HC 35	36,86	0,93	2,53	33,00	0,22	0,01
HRFS 4	40,89	0,91	2,24	32,77	0,25	0,01
HRFS 8	44,39	0,75	1,71	34,50	0,79	0,02
HRFM 20	46,11	0,22	0,49	35,60	0,17	0,00
HRFM 30	43,57	0,49	1,12	36,53	0,92	0,03
HAC	48,13	0,54	1,13	33,27	0,17	0,01
HAC FS4	52,60	1,37	2,61	35,02	0,44	0,01
HAC FS8	54,63	1,74	3,18	36,54	1,53	4,19
HAC FM20	55,45	1,09	1,97	35,61	1,54	4,31
HAC FM30	54,69	1,81	3,30	36,83	0,21	0,57

Los resultados obtenidos en ensayos de vigas [23] se presentan en la Tabla 8, donde $F_{m\acute{a}x}$ es la carga máxima alcanzada en el ensayo y R es el módulo de rotura. Se observa claramente que la incorporación de fibras mejora los resultados obtenidos de resistencia a flexión en relación al HC sin fibras. La tenacidad alcanzada en cada una de las muestras reforzadas con fibras reafirma que con el aumento del dosaje se obtiene un hormigón más tenaz.

En relación a los resultados de permeabilidad al aire por el método Torrent y resistencia a la penetración de cloruros, todas las probetas dieron resultados similares perteneciendo a la misma categoría para el ensayo respectivo (Figuras 1 y 2, respectivamente).

Tabla 8. Resultados de ensayos de vigas [23]

	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	R (MPa)	Tenacidad _{total} . (kN/mm)
HC 35	35,06	4,82	
HRFS 4	36,38	4,88	26053
HRFS 8	39,21	5,14	38507
HRFM 20	41,49	5,57	20882
HRFM 30	39,43	5,62	57993
HAC	34,54	4,40	
HAC FS 4	42,36	6,00	10888
HAC FS 8	39,84	5,42	33959
HAC FM 20	44,95	6,02	55985
HAC FM 30	35,51	4,90	66970

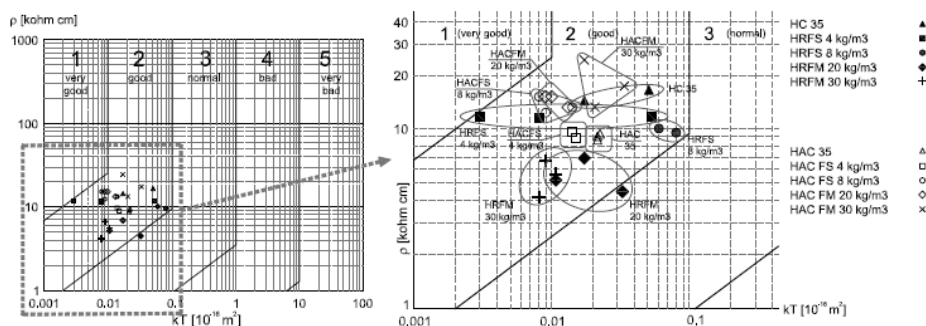


Figura 1. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad al aire Torrent.

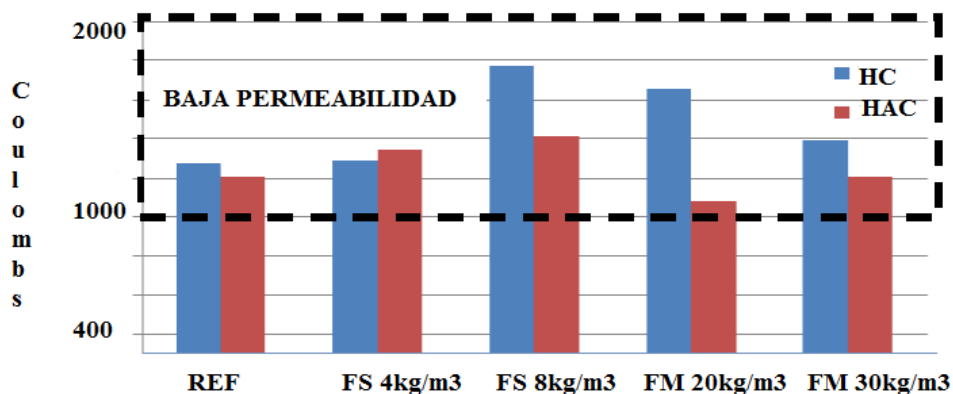


Figura 2. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad al ión cloruro

4.- CONCLUSIONES

Los resultados presentados permiten extraer las siguientes conclusiones:

- En estado fresco hay diferencia significativa con el empleo de fibras y de HAC, en relación al hormigón convencional (HC 35), dependiendo el comportamiento del contenido y tipo de fibras.
- En estado endurecido el empleo de fibras y de HAC influye en las propiedades relacionadas con la resistencia mecánica, brindando mayores beneficios cuanto mayor es la cantidad de fibras empleada.
- Los módulos de elasticidad de todos los hormigones estudiados no difirieron significativamente entre sí.
- El empleo de nuevos hormigones (HRF, HAC y HAC con fibras) no influyó en las propiedades de durabilidad estudiadas.

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado se puede afirmar que la aplicación de nuevos hormigones para premoldeados en Uruguay, como es el caso de los HAC, los HRF, y sus combinaciones, ha demostrado ventajas en relación al convencional sin fibras, convirtiéndolos en una alternativa de máximo interés. Por ello el estudio de la aplicación de HRF en elementos premoldeados, es de gran importancia y se trabajará con dos niveles (el material en sí y prototipos) en el Proyecto ANII FMV “Aplicación de nuevos hormigones para premoldeados”.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII) el apoyo financiero para la realización del Proyecto, a la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) por posibilitar la presentación del trabajo en este Congreso, y a Hormigones Artigas por la realización de los hormigones.

REFERENCIAS

- [1] De la Fuente A, Domingues de Figueiredo A, Aguado A, Molins C, Chama Neto, P.J., 'Experimentación y simulación numérica de tubos de hormigón con fibra', *Materiales de Construcción* 61(302) (2011) 275-288.
- [2] De la Fuente A, Aguado A, Molins C, Armengou J., 'Innovations on components and testing of precast panels of retained earth retaining walls', *Construction and Buildings Materials* 25(5) (2011) 2198-2205.
- [3] De la Fuente A, Blanco A, Pujadas A, Aguado A., 'Dovelas de hormigón reforzado con fibras para el soporte de túneles y pozos verticales', VI Congreso ACHE, Madrid, Junio, 2014, (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2014) 233- 240

- [4] Rojas LD., 'Estudio de viabilidad de utilización de fibras de acero para hormigones convencionales y autocompactantes', Tesis de Máster en Ingeniería estructural y de la construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, (2014).
- [5] American Concrete Institute, 'Fiber-reinforced concret', Report 544.1R, MCP-5, ACI Committee 544.Nueva York, Estados Unido (1996).
- [6] American Concrete Institute, 'State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete.ACI 544.1R-96', ACI Committee 544.Nueva York, Estados Unidos, (2002).
- [7] Zerbino R., 'Hormigón reforzado con fibras: Propiedades y aplicaciones estructurales', En: Hormigones Especiales, Ed. Edgardo F. Irassar, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH), Argentina, (2004)
- [8] Di Prisco M, Plizzari G, Vandewalle L., 'Fibre reinforced concrete: new design perspectives', *Mater Struct*, 42(4) (2009)1261–1281.
- [9] Serna P, Arango S, Ribeiro T, Nunez AM, Garcia-Taengua E., 'Structural cast-inplace SFRC: technology, control criteria and recent applications in Spain', *Mater.Struct.* 42(9) (2009)1233–1246.
- [10] Johnston, C.D., 'Fiber-reinforced cements and concretes', Taylor & Francis, (2010).
- [11] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, 'Materiales puzolánicos. Determinación de actividad puzolánica con cemento', UNIT 1035, 1ª. Edición, Montevideo, (1998).
- [12] Alberti, W.G., Enfedaque, A., Galvez, J.C., 'Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete', *Construction and Building Materials* 85 (2015) 182-194.
- [13] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, 'Hormigón. Determinación de la consistencia mediante el asentamiento del tronco de cono', UNIT-NM 67, Montevideo, Uruguay (1998).
- [14] Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), 'Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento', UNE-EN 12350-8, Madrid, España (2011).
- [15] Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), 'Ensayos de hormigón fresco - Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés', UNE-EN 12350-12, Madrid, España (2011).

Nuevos hormigones para premoldeados en Uruguay

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [16] Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), 'Ensayos de hormigón fresco. Parte 11: Hormigón autocompactante. Ensayo de segregación por tamiz', UNE-EN 12350-11, Madrid, España (2010).
- [17] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, 'Hormigón: Ensayo de compresión de probetas cilíndricas', UNIT NM 101, Montevideo, Uruguay (1998).
- [18] Asociación Española de Normalización y Certificación, 'Hormigones con fibras. Rotura por compresión', UNE 83507, Madrid, España (2004).
- [19] Asociación Española de Normalización y Certificación, 'Hormigones con fibras. Determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura', UNE 83510, Madrid, España (2004).
- [20] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, 'Hormigón. Determinación del módulo estático de elasticidad y de deformación y de la curva tensión – Deformación', UNIT 1088, Montevideo, Uruguay (2004).
- [21] Swiss Standard, 'Construction en béton – Spécifications complémentaires, Annexe E: On Site Air Permeability, according to the Torrent method', SIA 262/1, Zurich, Swiss (2003).
- [22] American Society of the International Association for Testing and Materials Standard, 'Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration', ASTM C1202, West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos (2012).
- [23] Asociación española de normalización y certificación, 'Anejo 17: Recomendaciones para la utilización de hormigón autocompactante', Instrucción Española de Hormigón Estructural. EHE-2008, Madrid, (2008)555 – 568.
- [24] SCC European Project Group, 'The european guidelines for self-compacting concrete. Especification, production and use', BIBCM, CEMBUREAU, EFCA, EFNARC, ERMCO, (2005) en www.efnarc.org/pdf/SCC_guidelinesMay2005.pdf.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Comportamento mecânico de betão auto-compactável produzido com agregados reciclados provenientes da indústria de pré-fabricação

S. A. Santos ⁽¹⁾, P. R. da Silva ⁽²⁾ e J. de Brito ⁽³⁾

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

⁽²⁾ CERIS-ICIST, Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Instituto Politécnico de Lisboa, Portugal.

⁽³⁾ CERIS-ICIST, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.ID.5299>

RESUMO

O presente artigo pretende avaliar a viabilidade de reintrodução de agregados reciclados (AR) de betão na indústria de pré-fabricação. Desse modo, foram avaliadas as propriedades mecânicas do betão auto-compactável (BAC) com incorporação de AR (grossos e finos - AGR e AFR) a partir de elementos pré-fabricados triturados. A intenção foi avaliar a capacidade de produção de BAC com um desempenho mínimo pré-estabelecido em termos de resistência mecânica, incorporando diferentes percentagens de AR (AFR/AGR%: 25/25%, 50/50%, 0/100%, 100/0% e 0%) produzidos a partir de betão pré-fabricado com desempenho alvo semelhante. Esta avaliação foi feita para duas classes de resistência (45 e 65 MPa), com a intenção de obter como resultado final betão com agregados reciclados cujas características fossem compatíveis com as de um BAC com agregados naturais, em termos de trabalhabilidade e resistência mecânica. Os resultados permitiram estabelecer conclusões sobre os BAC produzidos com agregados finos e grossos reciclados da indústria de pré-fabricação, com base nas suas propriedades mecânicas. As propriedades estudadas são fortemente afectadas pelo tipo e quantidade de agregados reciclados. É enfatizado o potencial demonstrado, principalmente no estado endurecido, pelo uso conjunto de agregados finos e grossos reciclados.

PALAVRAS-CHAVE: betão auto-compactável (BAC); resíduos; agregados finos reciclados (AFR); agregados grossos reciclados (AGR); comportamento mecânico.

1.- INTRODUÇÃO

A crescente consciencialização ambiental da Sociedade conduziu a uma maior preocupação com o elevado consumo de recursos naturais e com os resíduos originados pelas actividades levadas a cabo nas várias indústrias. Mais especificamente, a indústria da Construção con-

some grande parte destes recursos e é, actualmente, a principal responsável pela produção de resíduos a nível europeu [1], cujo depósito e tratamento acarretam graves consequências ambientais e económicas.

Sendo o betão o material mais vulgarmente utilizado na actividade construtiva, constitui uma parcela significativa dos resíduos de construção e demolição (RCD). Em particular, a indústria de pré-fabricação, devido ao seu rigoroso controlo de qualidade, produz uma elevada quantidade de peças de betão rejeitadas que, dada a sua elevada qualidade, possuem um grande potencial de reciclagem para incorporação no fabrico de novos betões. Desta forma, reduz-se o consumo de recursos naturais, necessários à produção de betão, bem como a quantidade de resíduos depositados em aterro.

Desse modo, a tecnologia do betão requer uma nova abordagem, baseada essencialmente em três vectores: métodos de produção e colocação com menor consumo de energia, aumento da durabilidade das estruturas e maior taxa de reciclagem de materiais, nomeadamente através da sua reintrodução (reutilização) no processo de construção. O uso de betão auto-compactável (BAC) e a incorporação de agregados reciclados na produção de argamassas e de betão são soluções com grande potencial, particularmente para a indústria de pré-fabricação, na qual os requisitos do produto final são maiores. Por esta razão, os resíduos desta indústria são também aqueles com maior potencial para serem utilizados como agregados reciclados (AR) de alta qualidade na produção de novos elementos de betão.

O principal objectivo desta investigação é o de proporcionar à indústria de pré-fabricação uma forma inovadora de eliminação e recuperação de resíduos auto gerados, minimizando o consumo de recursos naturais e, conseqüentemente, reduzindo significativamente o seu impacte ambiental. Além dos aspectos ambientais, há também aspectos económicos associados, já que este procedimento reduz os custos de compra e transporte dos materiais.

Neste contexto, a investigação desenvolvida procurou aprofundar o conhecimento das propriedades de agregados reciclados de betão (ARB) e de BAC incorporando os mesmos. O estudo incidiu na fracção fina (AFR) e/ou grossa (AGR) destes agregados, com várias taxas de incorporação, com origem em elementos de betão provenientes da indústria de pré-fabricação. Pretendeu-se, assim, aliar as vantagens do aproveitamento dos desperdícios do betão pré-fabricado de boa qualidade com as vantagens técnicas, económicas e ambientais da utilização de BAC.

Procurou-se demonstrar a aplicabilidade deste tipo de agregados no fabrico de BAC, testando-se a influência da taxa de incorporação de ARB no seu desempenho em termos mecânicos, tendo como critério a obtenção de betões com resistência à compressão semelhante à dos betões de origem (BO) dos ARB.

Através dos resultados obtidos, pretendeu-se analisar a possibilidade de utilização de taxas de incorporação de ARB superiores às estabelecidas nos diversos regulamentos existentes, tanto a nível nacional (LNEC E 471) como internacional [2]. Para esse efeito, produziu-se um total de 10 misturas auto-compactáveis: incorporando agregados reciclados em substituição dos agregados naturais, com diversas combinações AFR/AGR, nomeadamente:

25/25%, 50/50%, 0/100%, 100/0% e 0%. Esta avaliação foi feita para duas classes de resistência (45 e 65 MPa) do betão de origem, com a intenção de obter como resultado final betão com agregados reciclados cujas características fossem compatíveis com as de um BAC com agregados naturais, em termos de trabalhabilidade e resistência mecânica.

As referidas misturas foram avaliadas essencialmente em termos da resistência à compressão uniaxial em cubos e cilindros e do módulo de elasticidade secante.

2.- MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

2.1.- Materiais utilizados

Os materiais utilizados neste trabalho foram seleccionados tendo em consideração o betão em análise (BAC). Desse modo, foram utilizados os seguintes materiais: cimento segundo a NP EN 197-1 (CEM tipo I-42,5 R, com massa volúmica de 3140 kg/m³); duas adições: cinzas volantes (CV) segundo as normas NP EN 450-1 e NP EN 450-2, com massa volúmica de 2300 kg/m³ e filler calcário (FC) segundo a especificação LNEC E 466, com massa volúmica de 2720 kg/m³; duas britas calcárias segundo a NP EN 12620, brita 1, com massa volúmica de 2640 kg/m³, D_{max} de 11,2 mm e absorção de água de 1,60%, e brita 2 com massa volúmica de 2690 kg/m³, D_{max} de 22,4 mm e absorção de água de 0,80%; duas areias siliciosas segundo a NP EN 12620, areia grossa (0/4) com massa volúmica de 2670 kg/m³, módulo de finura de 3,28 e absorção de água de 0,40% e areia fina (0/2) com massa volúmica de 2670 kg/m³, módulo de finura de 2,04 e absorção de água de 0,40%; os AR são provenientes da trituração de elementos de betão pré-fabricado com duas classes de resistência (45 e 65 MPa): AGR 65, com massa volúmica de 2490 kg/m³ e uma absorção de água de 2,20%; AGR 45, com massa volúmica de 2600 kg/m³ e uma absorção de água de 1,80%, AFR 65 com massa volúmica de 2450 kg/m³ e absorção de água de 7,50% e um AFR 45 com massa volúmica de 2560 kg/m³ e uma absorção de água de 5,00%; superplastificante de elevado desempenho, forte redutor de água, segundo as NP EN 934-1 e NP EN 934-2 (uma combinação de policarboxilatos modificados, em solução aquosa com massa volúmica de 1070 kg/m³); água da rede pública segundo a NP EN 1008.

2.2.- Quantidades de amassadura

Com o objectivo de abranger as diferentes variações de quantidades de amassadura e respectiva avaliação das misturas PF 45 e PF 65, foram produzidas 10 amassaduras de BAC de acordo com a NP EN 206-9, que são apresentadas no Quadro 1. As quantidades de amassadura utilizadas foram obtidas segundo o método apresentado por Nepomuceno e Oliveira [3] e por Nepomuceno et al. [4], já utilizado em diversas aplicações [5, 6, 7].

2.3.- Descrição dos ensaios e preparação dos provetes

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado segundo a norma NP EN 12390-3 em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, sujeitos ao processo de cura húmida por imersão em água a 20 ± 2 °C até à idade de ensaio. Por amassadura de BAC, foram moldados três provetes em cada uma das quatro idades (7, 28 e 91 dias).

Quadro 1. Quantidades de amassadura e propriedades no estado fresco

Quantidades de amassadura [kg/m ³]	PF 45					PF 65					
	100% AN	25% AR	50% AR	100% AGR	100% AFR	100% AN	25% AR	50% AR	100% AGR	100% AFR	
CEM I 42.5 R			270					437			
Cinzas volantes			247					148			
Fíler calcário			59					29			
Superplastificante			3					4			
Água			187					188			
Areia 0/2 (AFN)	350	262	175	350	---	348	261	174	348	---	
Areia 0/4 (AFN)	348	261	174	348	---	347	260	173	347	---	
AFR	---	167	333	---	667	---	156	312	---	624	
Brita 1	389	292	195	---	389	389	292	195	---	389	
Brita 2	398	299	199	---	398	398	299	199	---	398	
AGR	---	193	385	770	---	---	184	369	737	---	
W/C			0,69					0,43			
W/MC			0,36					0,32			
W/MF			0,32					0,31			
<i>Síntese das propriedades básicas no estado fresco</i>											
Espalhamento (SF)	[mm]	733	690	688	698	685	765	760	700	718	683
T500	[s]	2,5	2,5	2,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,5	3,0	2,5
Funil V (T)	[s]	7,5	9,0	8,0	7,0	7,0	9,0	9,0	8,0	9,0	11,0
Caixa-L (PL)	[-]	0,80	0,80	0,80	0,83	0,80	0,81	0,84	0,90	0,80	0,80

A determinação do módulo de elasticidade secante foi realizada segundo a especificação LNEC E 397 em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, sujeitos ao processo de cura húmida por imersão em água a 20 ± 2 °C até à idade de ensaio. Por amassadura de BAC, foram moldados três provetes em cada uma de duas idades (28 e 91 dias). O procedimento de ensaio implicou, numa primeira fase, que os provetes fossem centrados nas placas da prensa, de modo a que, após um ciclo de carga - descarga, a variação da extensão, medida nos dois extensómetros, não diferisse mais de 10%. Após a referida verificação, procedeu-se à determinação do módulo de elasticidade secante, através da aplicação de ciclos de carga - descarga onde a tensão variou entre 0,5 a 1 MPa e 1/3 da tensão de rotura, tendo-se registado as extensões iniciais e finais obtidas.

3.- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1.- Comportamento no estado fresco

Os ensaios no estado fresco foram realizados de modo a verificar a conformidade dos parâmetros obtidos com os exigidos pela NP EN 206-9 para BAC. Os referidos parâmetros de comportamento no estado fresco foram fixos *a priori* através do seu ajuste em composições de argamassas auto-compactáveis (os resultados obtidos no estado fresco são apresentados de forma resumida no Quadro 1).

Observou-se que, em geral, as variações registradas nos BAC com AR são devidas à maior

absorção de água dos mesmos, influenciadas igualmente pela presença de argamassa aderida, bem como pela sua superfície mais rugosa quando comparada com a dos AN.

Concluiu-se que todas as misturas atingiram os parâmetros de trabalhabilidade, pelo que possuem as características necessárias para serem classificadas como BAC de acordo com o exigido pela NP EN 206-9.

3.2.- Compressão uniaxial

O ensaio de resistência à compressão em cubos foi realizado segundo a NP EN 12390-3, aos 7, 28 e 91 dias de idade. Os resultados obtidos para ambas as famílias de BAC são apresentados na Figura 1.

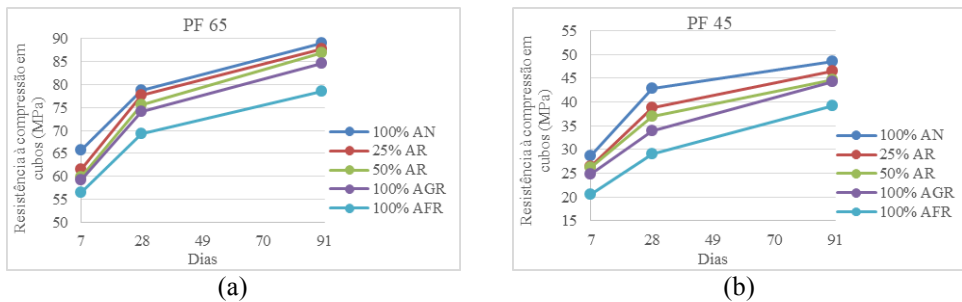


Figura 1. a) Resistência à compressão em cubos aos 7, 28 e 91 dias (PF 65); **b)** Resistência à compressão em cubos aos 7, 28 e 91 dias (PF 45)

Observando os resultados obtidos, verifica-se que a resistência à compressão aumenta com a idade (como expectável). Todos os BAC desenvolvem resistências de forma rápida até aos 7 dias de idade, atingindo em média 71% da resistência em relação aos 91 dias de idade para a família PF 65 e 57% para a família PF 45. Na família PF 45, a percentagem de substituição de cimento por adições foi de 60%, bastante superior à considerada para a família PF 65, que foi de 35%. Este facto poderá explicar o maior retardamento no desenvolvimento da resistência verificado na família PF 45.

Analisando a Figura 1, verifica-se que a substituição de AN por AR provoca uma redução da resistência, em relação ao BAC de referência (100% AN) de 2 a 14% para a família PF 65 e de 4 a 32% para a família PF 45. As perdas são semelhantes aos 7, 28 e 91 dias.

A redução de desempenho desta propriedade deve-se à forma achatada e angulosa do material reciclado e à argamassa aderida aos AR, que provoca um aumento da porosidade e fissuração dos agregados, tornando mais fracas as ligações na zona de transição entre o agregado reciclado e a nova pasta [8].

As mesmas tendências foram verificadas por Grdic et al. [9] e Pereira-de-Oliveira et al. [10]. Grdic et al. [9] e Pereira-de-Oliveira et al. [10] obtiveram reduções de 8 e 5%, respectivamente, comparando o BAC com 100% AN e o BAC com 100% AR (aos 28 dias). Pe-

reira-de-Oliveira et al. [10] concluíram que os AR não influenciam significativamente o comportamento mecânico dado o elevado volume de pasta que envolve os mesmos.

Os resultados obtidos mostram que os BAC de referência (100% AN) apresentam a resistência à compressão mais elevada, atingindo 78 e 43 MPa aos 28 dias de idade, para as famílias PF 65 e PF 45, respectivamente. Os BAC com 100% AFR são os que apresentam menor resistência: 69 e 29 MPa, respectivamente para a família PF 65 e PF 45 (com reduções de 12 e 32% em relação ao BAC de referência). Conclui-se, portanto, que o objectivo de reproduzir a mesma resistência do betão de origem apenas foi atingido (e ultrapassado com bastante folga) na família PF 65.

Os resultados obtidos para resistência à compressão em cilindros para ambas as famílias de BAC são apresentados na Figura 2. É possível observar uma redução da resistência à compressão com a crescente substituição de AN por AR, tal como na resistência à compressão em cubos, sendo a justificação para esse facto idêntica. As variações ocorridas situam-se entre 3 e 12% para a família PF 65 e entre 3 e 24% para a família PF 45. Como seria expectável, verifica-se que a resistência à compressão aumenta com a idade.

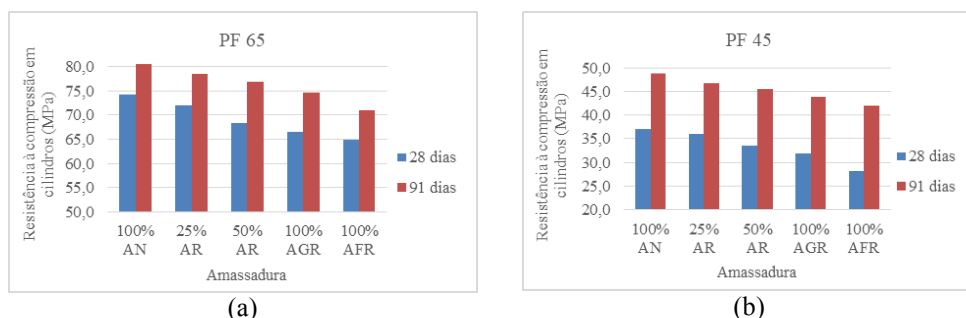


Figura 2. a) Resistência à compressão em cilindros aos 7, 28 e 91 dias (PF 65); b) Resistência à compressão em cilindros aos 7, 28 e 91 dias (PF 45)

No Quadro 2, apresenta-se o cálculo da relação entre a resistência à compressão em provetes cúbicos e cilíndricos, ou seja, o factor de conversão de cubos de 150 mm de aresta para cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Verifica-se que a tensão de rotura nos cilindros é, em média, 0,91 e 0,95 (para a família PF 65 e PF 45, respectivamente) da tensão de rotura dos cubos.

Na Figura 3, é possível observar a correlação elevada nos valores obtidos: $R^2 = 0,85$ e $R^2 = 0,94$ (PF 65) e $R^2 = 0,96$ e $R^2 = 0,92$ (PF 45). O referido factor de conversão está próximo dos valores apresentados no Quadro 7 da NP EN 206-1 que variam entre 0,80 (classe C8/10) e 0,87 (classe C100/115).

3.3.- Módulo de elasticidade

O ensaio de determinação do módulo de elasticidade foi realizado segundo a especificação LNEC 397, aos 28 e 91 dias de idade. Os resultados obtidos para ambas as famílias de BAC

são apresentados na Figura 4.

Quadro 2 - Relações das resistências obtidas aos 28 e 91 dias em cubos e cilindros (PF 65 e PF 45)

Amassadura	28 dias		Resistência cilindro / cubo	91 dias		Resistência cilindro / cubo
	Resistências médias (MPa)			Resistências médias (MPa)		
	Cubos	Cilindros	Cubos	Cilindros		
(PF 65) 100% AN	78,7	74,1	0,94	89,1	80,5	0,90
(PF 65) 25% AR	77,6	72,0	0,93	87,7	78,5	0,89
(PF 65) 50% AR	75,6	68,4	0,90	87,0	76,8	0,88
(PF 65) 100% AGR	74,2	66,5	0,90	84,6	74,6	0,88
(PF 65) 100% AFR	69,3	64,9	0,94	78,6	70,9	0,90
(PF 45) 100% AN	42,9	37,0	0,86	48,5	48,9	0,99
(PF 45) 25% AR	38,9	36,1	0,93	46,6	46,8	1,00
(PF 45) 50% AR	37,0	33,5	0,90	44,7	45,5	0,98
(PF 45) 100% AGR	34,0	32,0	0,94	44,3	43,9	0,99
(PF 45) 100% AFR	29,1	28,3	0,97	39,3	41,9	0,94

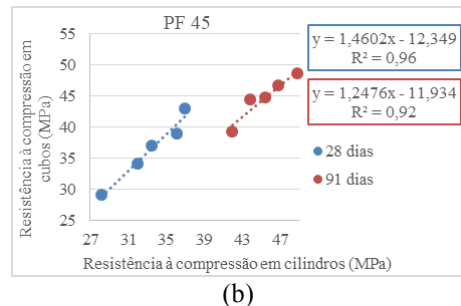
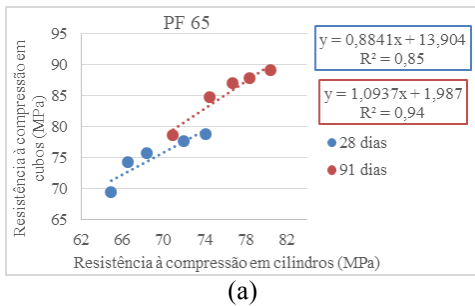


Figura 3. a) Relação entre a resistência à compressão em cubos e cilindros aos 28 e 91 dias (PF 65); **b)** Relação entre a resistência à compressão em cubos e cilindros aos 28 e 91 dias (PF 45)

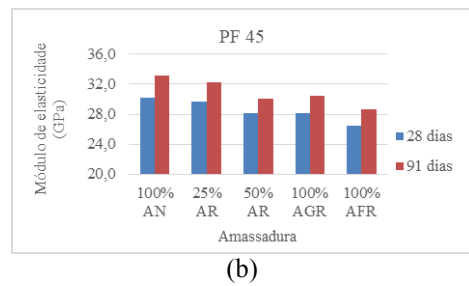
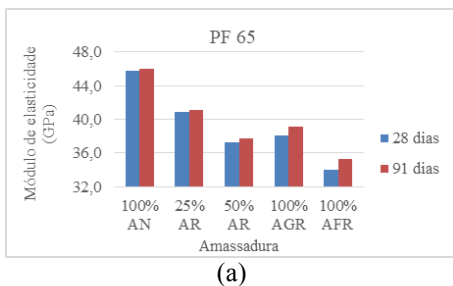


Figura 4. a) Módulo de elasticidade aos 28 e 91 dias (PF 65); **b)** Módulo de elasticidade aos 28 e 91 dias (PF 45)

Analisando os resultados, verifica-se uma redução do módulo de elasticidade com o aumento da taxa de incorporação de AR, registando-se variações máximas de 26% e 23%, respectivamente aos 28 e 91 dias, para a família PF 65 e de 12% e 14% para a família PF 45. Pereira-de-Oliveira et al. [10] obtiveram uma redução de 5% para 100% AR, aos 28 dias, que é explicada pela menor rigidez dos AR (em comparação com os AN), dada a presença de argamassa antiga aderida aos agregados e com maior deformabilidade do que estes [10].

Na Figura 5, é possível observar uma correlação elevada entre o módulo de elasticidade e a resistência mecânica: $R^2 = 0,93$ e $R^2 = 0,90$ (28 e 91 dias) para a resistência à compressão em cubos e $R^2 = 0,96$ e $R^2 = 0,89$ para a resistência à compressão em cilindros, pelo que se conclui que há uma forte ligação entre estas duas propriedades. Devido à limitada extensão do artigo, optou-se por apresentar apenas os resultados relativos à família PF 45.

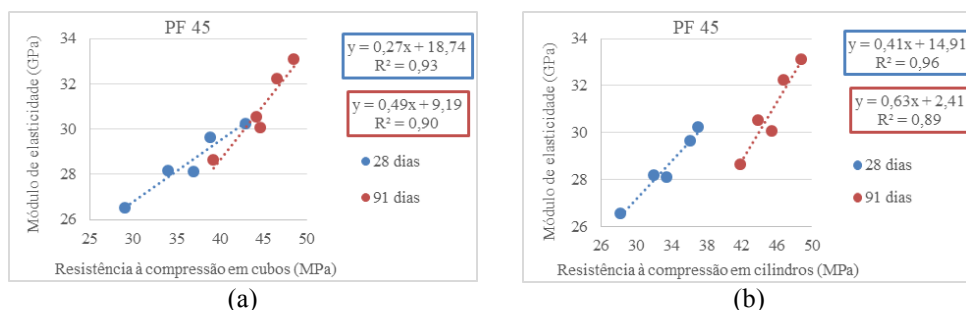


Figura 5. a) Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão em cubos aos 28 e 91 dias (PF 45); **b)** Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão em cilindros aos 28 e 91 dias (PF 45)

4.- CONCLUSÕES

No estado fresco, avaliou-se o tempo e diâmetro de espalhamento, o tempo de escoamento pelo funil V e o índice de capacidade de passagem na caixa L. Estes ensaios foram executados de modo a verificar a conformidade dos BAC com os parâmetros de trabalhabilidade requeridos pela NP EN 206-9. Assim, a trabalhabilidade dos betões foi um parâmetro “fixado” *a priori* através do acerto das composições, efectuado previamente em argamassas auto-compactáveis. Todas as amassaduras cumpriram os requisitos, concluindo-se que possuem as características exigidas aos BAC: fluidez; velocidade do escoamento quer na ausência, quer na presença de obstruções; capacidade de enchimento; capacidade de escoamento; e capacidade de passagem.

Em relação à resistência mecânica dos BAC, à compressão, concluiu-se que a substituição de AN por AR provoca uma redução de desempenho, explicada pela pior qualidade dos AR devido à argamassa aderida. A diminuição de resistência foi mais acentuada na família PF 45, em virtude da pior qualidade dos AR, provenientes de um BO de resistência inferior.

Obteve-se betões de classes de resistência C50/60 e C55/67, na família PF 65, e de classes C16/20 a C25/30, na família PF 45. Assim, conclui-se que o objectivo de reproduzir a resis-

tência dos betões de origem dos AR apenas foi atingido na família PF 65. No entanto, na família PF 45, apesar de não se ter atingido este objectivo, todos os BAC, à excepção da mistura com 100% AFR, pertencem à classe de resistência C20/25 ou superior, pelo que têm aplicação como betão estrutural.

O módulo de elasticidade sofreu uma redução com o aumento da incorporação de AR, explicada pela menor rigidez dos AR e maior deformabilidade da argamassa aderida. Verificou-se que a amassadura com 100% AGR apresentou desempenho superior à amassadura com 50% AR, pelo que se conclui que esta propriedade foi mais influenciada pela quantidade de AFR.

Finalmente, são apresentadas as seguintes conclusões gerais, baseadas nos resultados da campanha experimental efectuada:

- os agregados utilizados, provenientes de peças de betão da indústria de pré-fabricação, são de excelente qualidade, sendo o seu desempenho superior ao reportado em grande parte das investigações consultadas, relativamente às suas diversas propriedades;
- quanto às propriedades mecânicas, são viáveis as taxas de incorporação de 25% AR, 50% AR e 100% AGR;
- desta forma, considera-se que poderia existir um aumento das taxas limite de incorporação deste tipo de agregados contempladas nos regulamentos existentes, desde que comprovada a sua qualidade (como é o caso dos agregados provenientes de elementos de betão pré-fabricados).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento do projecto de investigação científica “Betão com agregados reciclados de elevado desempenho para a indústria da pré-fabricação (EXCELlentSUStainableCONcrete)”. Agradece-se de igual modo o apoio do centro de investigação CERIS - ICIST.

REFERÊNCIAS

- [1] EEA: European Environment Agency (2009) - EU as a recycling society: Present recycling levels of Municipal Waste and Construction & Demolition Waste in the EU, ETC/SCP working paper, Denmark, 73 p.
- [2] Gonçalves, P. (2007) - Betão com agregados reciclados: Análise comentada da legislação existente, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 132 p.
- [3] Nepomuceno M.; Oliveira L. (2008). Parameters for self-compacting concrete mortar phase, ACI Materials Journal, SP-253, July, pp. 323-340.
- [4] Nepomuceno, M., Oliveira, L. and Lopes, S. M. R. (2012) - Methodology for mix design of the mortar phase of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders, Construction and Building Materials, 26, pp. 317-326.

- [5] Silva P. R. and de Brito J. (2015) - Fresh-State Properties of Self-Compacting Mortar and Concrete with Combined Use of Limestone Filler and Fly Ash, *Materials Research, Ibero-American Journal of Materials*, Vol. 18, pp. 1097-1108.
- [6] Silva P. M., de Brito J. and Costa, J. M. (2011) - Viability of two new mixture design methodologies for Self-Consolidating Concrete SCC, *ACI Materials Journal, American Concrete Institute* Vol. 108, No. 6, pp. 579-588.
- [7] Bogas J., Gomes A. and M. Pereira (2012) - Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate, *Construction and Building Materials* 35, pp. 1013-1022.
- [8] Tuyan, M., Mardani-Aghabaglou, A. and Ramyar, K. (2014) - Freeze-thaw resistance, mechanical and transport properties of SCC incorporating coarse recycled concrete aggregate, *Materials & Design*, Vol. 53, pp. 983-991.
- [9] Grdic, Z. J., Toplicic-Curcic, G. A., Despotovic, I. M. and Ristic, N. S. (2010) - "Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate", *Construction and Building Materials*, Vol. 24, No. 7, pp. 1129-1133.
- [10] Pereira-de-Oliveira, L. a., Nepomuceno, M. C. S., Castro-Gomes, J. P. and Vila, M. F. C. (2014) - Permeability properties of self-compacting concrete with coarse recycled aggregates, *Construction and Building Materials*, Vol. 51, pp. 113-120.

Influência da adição de macrofibra polimérica no comportamento mecânico de concretos de alta resistência

Alex Macêdo Leite⁽¹⁾ y Alessandra Lorenzetti de Castro⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5313>

RESUMO

O concreto simples possui um comportamento frágil. Esta deficiência pode ser minimizada com a adição de fibras ao concreto, o que promove um aumento da ductilidade do compósito, sendo ainda mais relevante em concretos com elevada resistência, cuja ruptura ocorre de forma catastrófica. Recentemente, macrofibras poliméricas vêm sendo utilizadas no reforço primário do concreto, assim como as fibras metálicas, com o seu desempenho no concreto estrutural tornando-se o escopo em pesquisas correntes. Desta forma, este artigo busca avaliar a influência da adição de macrofibra polimérica nas propriedades mecânicas de concretos de alta resistência. Para isto, foi realizado um estudo experimental, no qual foram adicionadas fibras metálicas e macrofibras poliméricas em teores de 1,0% e 2,0%, em volume, em um concreto com resistência média à compressão, aos 28 dias, de 70 MPa. O comportamento mecânico dos concretos foi avaliado por meio dos ensaios de resistência à compressão, Barcelona e de tenacidade à flexão. As amostras com macrofibras poliméricas apresentaram instabilidade pós-fissuração da matriz, devido à sua baixa rigidez. Enquanto no ensaio Barcelona as macrofibras poliméricas apresentaram redução da carga resistente com o aumento do deslocamento, no ensaio de tenacidade em prismas houve um aumento da capacidade resistente em maiores deslocamentos.

PALAVRAS-CHAVE: fibras metálicas; macrofibra polimérica; concreto de alta resistência; propriedades mecânicas; tenacidade.

1. INTRODUÇÃO

O concreto simples é considerado um material frágil e que possui capacidade resistente limitada após a fissuração de sua matriz cimentícia. Uma das formas de minimizar essa deficiência é por meio da adição de fibras. No momento em que se inicia a fissuração do concreto, as fibras atuam como ponte de transferência de tensão, dificultando a propagação das fissuras e oferecendo uma maior ductilidade e resistência pós-fissuração (1). Desta forma, o concreto com fibras vem sendo utilizado para diversas finalidades, principalmente

em elementos de grande área, nos quais a carga atuante é distribuída, sem esforços concentrados, como pisos, pavimentos, revestimentos de túneis, entres outros (2, 3).

Muitas vezes, busca-se utilizar o concreto de alta resistência com a finalidade de diminuir a área de seção transversal dos elementos estruturais. Porém, concretos de resistências mais elevadas possuem uma matriz cimentícia mais frágil, com ruptura ocorrendo de modo mais catastrófico. Com a adição de fibras, dificulta-se a ocorrência de uma ruptura catastrófica, impedindo que a amostra se desfaça em várias partes no momento da ruptura (4).

As fibras de aço são as mais utilizadas para reforço primário do concreto, devido à sua maior rigidez, proporcionando capacidade resistente pós-fissuração ao compósito. Já as fibras poliméricas são geralmente adotadas como reforço secundário, atuando no controle da fissuração por retração plástica do concreto (5). As macrofibras poliméricas possuem um maior comprimento quando comparadas às fibras poliméricas convencionais, atuando principalmente no reforço primário do concreto, como as fibras metálicas.

Por se tratar de uma fibra que surgiu no mercado mais recentemente, estudos relacionados ao comportamento de concretos com macrofibras poliméricas ainda são escassos, especialmente para aqueles de alta resistência. Assim, no presente estudo, foram analisadas as propriedades mecânicas de um concreto de alta resistência contendo teores de 1,0% e 2,0%, em volume, de macrofibra polimérica. As propriedades avaliadas foram a resistência à compressão, resistência à fissuração, tenacidade e a resistência residual à tração por meio do ensaio de duplo puncionamento, além da tenacidade e resistência à tração na flexão.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

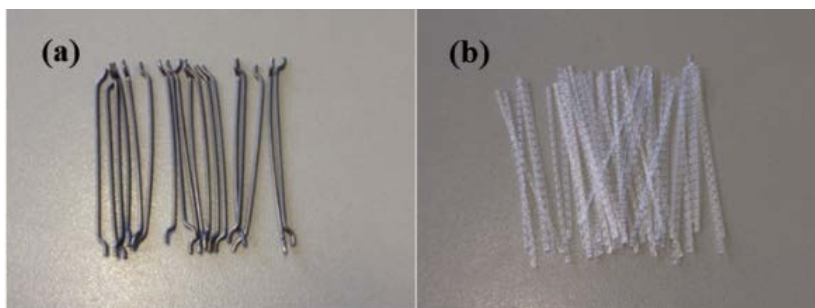
Na produção do concreto de alta resistência, foram utilizados cimento Portland composto com pozolana (CPII Z 32), areia natural com granulometria média e fina, brita de origem basáltica (dimensão máxima característica de 19 mm), sílica ativa e água (proveniente da rede de abastecimento local).

O traço em massa adotado para o concreto de referência (sem fibra) foi 1: 1,70: 1,80: 0,35, sendo a fração de agregado miúdo composta por 60% de areia média e 40% de areia fina, em massa. A sílica foi incorporada em substituição volumétrica ao cimento, no teor de 10%. Para se alcançar a consistência desejada (abatimento de 120 mm \pm 20 mm), foi utilizado um aditivo superplastificante à base de policarboxilatos. O consumo de materiais do traço de concreto de referência é apresentado no Quadro 1.

Para a produção dos traços de concreto com fibras, foram utilizadas fibras de aço (Fig. 1a) e macrofibras poliméricas (Fig. 1b). Ambas as fibras foram adicionadas em teores de 1,0% e 2,0% em volume, o que corresponde, respectivamente, a dosagens de 78,5 kg/m³ e 157 kg/m³ para as fibras de aço e de 9 kg/m³ e 18 kg/m³ para as macrofibras poliméricas. As principais propriedades dos dois tipos de fibras estão dispostas no Quadro 2.

Quadro 1. Consumo de materiais para o traço de concreto de referência (sem fibra).

<i>Material</i>	<i>Consumo (kg/m³)</i>
Cimento	468,2
Brita	936,3
Areia média	530,6
Areia fina	353,7
Sílica ativa	38,7
Água	163,9
Aditivo superplastificante	3,0

**Figura 1.** Fibras utilizadas na pesquisa: (a) fibra de aço e (b) macrofibra polimérica.**Quadro 2.** Propriedades físicas e mecânicas das fibras (dados dos fabricantes).

<i>Propriedade</i>	<i>Fibra de aço</i>	<i>Macrofibra polimérica</i>
Comprimento (mm)	50	50
Fator de forma	45	75
Módulo de elasticidade (GPa)	210	7
Resistência à tração (MPa)	1115	550

2.2 Métodos de ensaio

Para avaliar a influência da adição de fibras no desempenho mecânico do concreto, realizou-se ensaios de resistência à compressão, Barcelona e de tenacidade à flexão. Todas as amostras foram submetidas à cura contínua, permanecendo na câmara úmida até os 28 dias de idade, quando foram retiradas e submetidas aos respectivos ensaios.

Os ensaios de resistência à compressão foram executados de acordo com o procedimento estabelecido pela NBR 5739:2007 (6). Para isso, foram ensaiados 5 corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 100 mm x 200 mm, para cada mistura de concreto. Para o resultado final foi considerada a média corresponde aos resultados individuais obtidos nos corpos de prova, bem como o desvio-padrão e o coeficiente de variação.

No ensaio Barcelona, corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 150 mm x 150 mm, foram submetidos ao duplo punção e, com um extensômetro de circunferência, foi medido o aumento do perímetro circunferencial (TCOD) de cada amostra durante a aplicação da carga. A partir deste ensaio, determinou-se a resistência à tração, a resistência residual à tração e a tenacidade dos concretos com fibras, sendo esta última obtida por meio da área sob a curva carga *versus* aumento perimetral ou carga *versus* deslocamento do pistão. O ensaio foi realizado de acordo com o procedimento prescrito pela norma espanhola UNE 83515 (2010) (7).

No ensaio de tenacidade à flexão, adotou-se o procedimento prescrito pela norma japonesa JSCE-SF4 (1984) (8), sendo ensaiados prismas à flexão em um sistema aberto, com a velocidade de carregamento controlada pelo deslocamento do pistão. Assim, prismas com dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm, com vão livre de 450 mm, foram submetidos ao ensaio de flexão a 4 pontos até se obter um deslocamento no meio do vão igual a 3 mm. Por meio da curva carga *versus* deslocamento, foram determinadas a resistência à tração na flexão e a resistência residual para os deslocamentos iguais a L/600 e L/150. Além disso, também foi possível calcular o fator de tenacidade à flexão.

Tanto no ensaio Barcelona quanto no ensaio de tenacidade à flexão foram utilizados 3 corpos de prova por mistura de concreto. Para o resultado final de cada ensaio foi considerada a média correspondente aos resultados individuais obtidos nos corpos de prova, bem como o coeficiente de variação.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à compressão

Os resultados do ensaio de resistência à compressão para as diferentes misturas de concretos produzidas, realizados aos 28 dias de idade, estão dispostos no Quadro 3.

Quadro 3. Resultados do ensaio de resistência à compressão.

<i>Tipo de fibra</i>	<i>Teor (%)</i>	<i>f_{cm28} (MPa)</i>	<i>Desvio-padrão</i>	<i>Coefficiente de variação (%)</i>
Sem fibra	-	70,2	2,6	3,6
Fibra de aço	1,0	77,6	4,4	5,6
	2,0	83,1	2,4	2,8
Macrofibra polimérica	1,0	74,7	2,8	3,8
	2,0	65,2	2,4	3,7

Nota: f_{cm28} = resistência média à compressão aos 28 dias.

Os valores de resistência à compressão das misturas apresentaram pequena variação com a adição de fibras. De acordo com Mehta e Monteiro (9), a utilização de baixos e moderados teores de fibra deve exercer pequena influência no valor da resistência à compressão do concreto, com sua principal contribuição ocorrendo na tenacidade do compósito. Enquanto a utilização de teores de 1,0% e 2,0% de fibra de aço resultaram no aumento da resistência

à compressão da ordem de, respectivamente, 10% e 18% em relação à mistura sem fibra, a adição de 1,0% de macrofibra polimérica ocasionou um pequeno aumento da resistência (7%), porém no teor de 2,0% ocorreu uma redução de 7% no valor da resistência.

3.2 Ensaio Barcelona

Os gráficos das curvas carga *versus* TCOB obtidos no ensaio Barcelona, referentes às amostras de concreto com fibras de aço, são apresentados na Fig. 2. Já na Figura 3 são exibidos os resultados das amostras de concreto contendo macrofibras poliméricas.

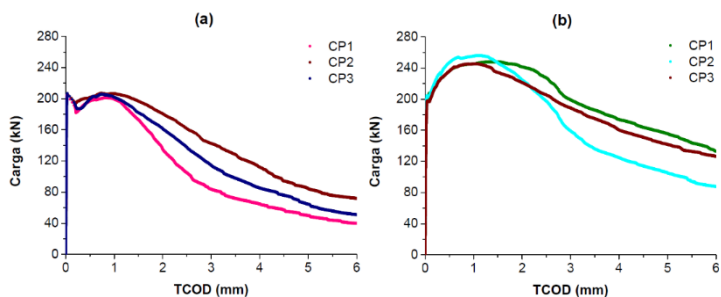


Figura 2. Curvas carga *versus* TCOB referentes às amostras de concreto com teor de fibra de aço de (a) 1,0% e (b) 2,0%, em volume.

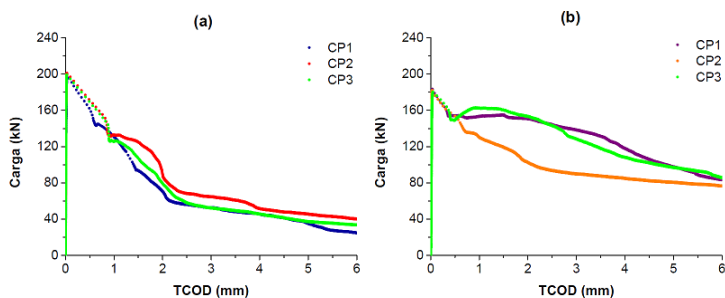


Figura 3. Curvas carga *versus* TCOB referentes às amostras de concreto com teor de macrofibra polimérica de (a) 1,0% e (b) 2,0%, em volume.

No concreto com 1,0% de fibra de aço (Fig. 2a), a capacidade resistente se manteve constante e aproximadamente igual à carga de ruptura da matriz até um TCOB de 1 mm. Com o aumento do TCOB, o compósito começou a apresentar redução da capacidade de suporte (*softening*). Além disto, foi observada uma pequena instabilidade no início da fissuração. Esta instabilidade, perceptível pelo distanciamento entre os pontos da curva, foi inexistente na mistura com 2,0% de fibra de aço (Fig. 2b), que apresentaram aumento da carga resistente pós-fissuração, caracterizando o comportamento *hardening*. Para valores maiores de TCOB houve redução da capacidade resistente.

Nas amostras de concreto com macrofibra polimérica verificou-se a ocorrência de instabilidade pós-pico e de comportamento *softening*, com redução da carga resistente pós-fissuração. A maior instabilidade aconteceu com a utilização de teores mais baixos de fibra. Tal fenômeno se manifestou até um TCOB de 1,0 mm e de 0,5 mm nas misturas com teores de 1,0% (Fig. 3a) e de 2,0% (Fig. 3b) de macrofibra polimérica, respectivamente.

O Quadro 4 contém os valores de resistência à tração (f_{ct}), de tenacidade até um TCOB de 6,0 mm e de resistência residual referente ao TCOB de 6,0 mm ($f_{ct,TCOB=6}$), obtidos no ensaio Barcelona, para as diferentes misturas de concreto.

Quadro 4. Resultados do ensaio Barcelona.

Tipo de fibra	Teor (%)	f_{ct} (MPa)		Tenacidade (kN.mm)		$f_{ct,TCOB=6}$ (MPa)	
		Média	CV	Média	CV	Média	CV
Sem fibra	-	4,29	4,7	-	-	-	-
Fibra de aço	1,0	5,19	0,55	750,9	14,2	1,37	30
	2,0	6,29	2,18	1114,8	7,6	2,91	21
Macrofibra polimérica	1,0	5,03	0,47	467,9	8,5	0,83	23,61
	2,0	4,58	0,89	722,5	13,3	2,06	5,78

Nota: CV = coeficiente de variação, em %.

A resistência à tração da mistura com 2,0% de fibra de aço foi a mais afetada pela adição de fibras, sendo observado um comportamento *hardening*, com uma carga de pico superior à carga de ruptura da matriz cimentícia. Neste caso, houve um aumento de quase 50% no valor do f_{ct} quando comparado ao desempenho do concreto sem fibras.

A adição de 2,0% de fibra de aço e de macrofibra polimérica resultou em um aumento de tenacidade da ordem de 48,5% e de 54,4%, respectivamente, em relação ao concreto com 1,0% de cada fibra. Os valores de tenacidade obtidos para as misturas com 1,0% de fibra de aço e 2,0% de macrofibra polimérica ficaram próximos, o que pode indicar uma proporção de equivalência de desempenho entre os dois tipos de fibras para esta propriedade. Quando são analisados teores iguais das duas fibras, o concreto com macrofibra polimérica apresentou 62,3% e 64,8% do valor da tenacidade do concreto com fibra de aço para os teores de 1,0% e 2,0%, respectivamente.

Houve um aumento de resistência residual da ordem de 112% para a fibra de aço e de 148% para a macrofibra polimérica quando dobrou-se o teor de fibras utilizado no concreto. Ao comparar resultados de resistência residual referentes a teores iguais para as duas fibras, verificou-se que o concreto com macrofibra polimérica apresentou 60,6% e 70,8% do valor da resistência residual da amostra que possuía fibra de aço para os teores de 1,0% e 2,0%, respectivamente. Desta forma, para maiores teores de fibras, a resistência residual oferecida pela macrofibra polimérica se aproxima da resistência obtida com a fibra de aço.

Pelo Quadro 4 é possível perceber que as amostras que apresentaram maiores valores de tenacidade não necessariamente possuíram maiores resistências residuais. O concreto com

1,0% de fibra de aço, por exemplo, apresentou valor de tenacidade superior ao do concreto com 2,0% de macrofibra polimérica, apesar de possuir menor resistência residual. Como a tenacidade inclui toda a área sob a curva carga *versus* TCO, uma parcela significativa do seu valor é referente ao comportamento do compósito imediatamente após o início da fissuração. A maior contribuição das fibras de aço ocorre neste estágio e, à medida que a fissuração aumenta, estas fibras começam a escorregar e sua capacidade resistente diminui. Já as macrofibras poliméricas geralmente oferecem uma carga resistente superior às fibras de aço em maiores deformações, devido à sua menor rigidez (5).

3.3 Ensaio de tenacidade em prismas

As curvas carga *versus* deslocamento vertical obtidas no ensaio de tenacidade em amostras de concreto com fibra de aço e macrofibra polimérica estão dispostas na Fig. 4 e na Fig. 5, respectivamente.

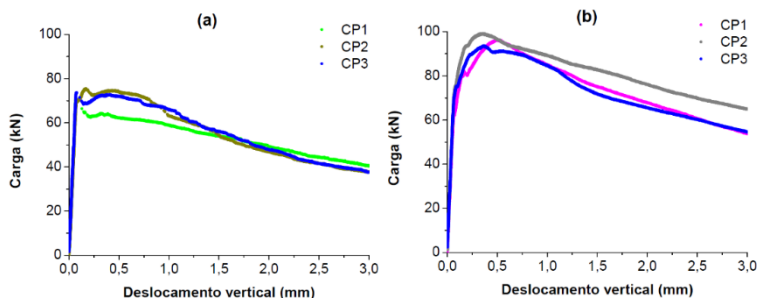


Figura 4. Curvas carga *versus* deslocamento vertical referentes às amostras de concreto com teor de fibra de aço de (a) 1,0% e (b) 2,0%, em volume.

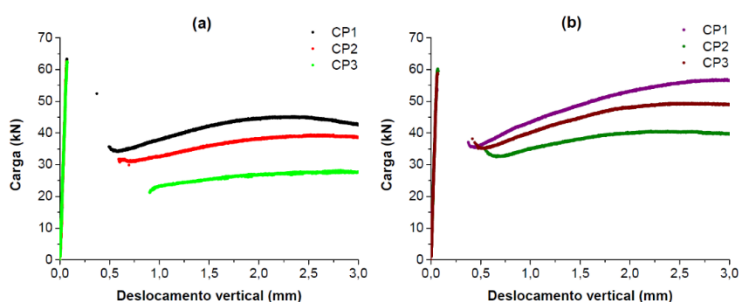


Figura 5. Curvas carga *versus* deslocamento vertical referentes às amostras de concreto com teor de macrofibra polimérica de (a) 1,0% e (b) 2,0%, em volume.

As curvas referentes às amostras com teor de 1,0% de fibra de aço (Fig. 4a) apresentaram uma pequena instabilidade após a ruptura da matriz. Neste caso, a carga resistente pós-fissuração ficou aproximadamente constante e igual à carga de ruptura da matriz até o deslocamento vertical de 0,75 mm. Para valores de deslocamentos superiores, houve redução da carga resistente, indicando um comportamento *softening*. Já no caso do concreto

com 2,0% de fibra de aço (Fig. 4b), a instabilidade foi inexistente e o compósito apresentou aumento da capacidade resistente (*hardening*) até um deslocamento vertical de 0,5 mm, a partir do qual começou a haver redução da carga resistente.

As amostras com teor de 1,0% de macrofibra polimérica (Fig. 5a) apresentaram a maior instabilidade pós-pico, a qual se estendeu até um deslocamento vertical de 1,0 mm em um dos prismas ensaiados. No concreto com 2,0% de macrofibra polimérica (Fig. 5b), o trecho de instabilidade foi encerrado no deslocamento de 0,5 mm. É interessante destacar que, após o fim da instabilidade, houve um aumento da carga resistente com o incremento de deslocamento (*slip-hardening*) nas duas misturas contendo macrofibra polimérica. Este resultado também foi obtido em concretos convencionais (com resistência à compressão inferior a 50 MPa) por Salvador e Figueiredo (5) e Monte, Toaldo e Figueiredo (10), os quais atribuíram este comportamento ao desfibrilamento das fibras.

A instabilidade observada em algumas amostras, tanto no ensaio Barcelona quanto no ensaio de tenacidade à flexão, ocorreu devido à utilização de um sistema aberto de controle de velocidade de carregamento. Quando são utilizados baixos teores de fibras ou fibras de menor rigidez, essa instabilidade é mais pronunciada (10).

É importante ressaltar que uma mesma mistura de concreto pode apresentar comportamentos distintos dependendo do ensaio realizado. As misturas contendo macrofibra polimérica, por exemplo, apresentaram apenas comportamento *softening* no ensaio Barcelona, enquanto no ensaio de tenacidade desenvolveram comportamento *slip-hardening*. Cada ensaio possui uma distribuição de deformações específica, o que influencia no desempenho do material (11).

No Quadro 5 são apresentados os valores de resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$), de fator de tenacidade ($\bar{\sigma}_b$) à flexão e de resistência residual nos deslocamentos de 0,75 mm (σ_{600}^D) e de 3,00 mm (σ_{150}^D), obtidos no ensaio de tenacidade à flexão.

Quadro 5. Resultados do ensaio de tenacidade em prismas.

Tipo de fibra	Teor (%)	$f_{ct,f}$ (MPa)		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)		σ_{600}^D (MPa)		σ_{150}^D (MPa)	
		Média	CV	Média	CV	Média	CV	Média	CV
Sem fibra	-	7,97	2,49	-	-	-	-	-	-
Fibra de aço	1,0	9,79	3,01	7,28	2,36	8,91	7,89	5,14	4,29
	2,0	12,85	2,85	10,09	5,75	12,06	1,49	7,69	10,93
Macrofibra polimérica	1,0	8,36	0,80	5,00	16,74	4,23	10,55	4,83	21,23
	2,0	7,82	2,83	5,89	10,05	4,91	9,82	6,46	17,31

Nota: CV = coeficiente de variação, em %.

O valor da resistência à tração na flexão ficou praticamente inalterado com a adição de macrofibra polimérica. Já nas amostras com fibra de aço foram obtidas resistências à tração superiores à resistência do concreto sem fibras. Devido ao comportamento *hardening* no

início da fissuração, a amostra com 2,0% de fibra de aço apresentou uma resistência aproximadamente 60% maior do que o concreto sem fibras.

A adição do dobro da quantidade de fibras ocasionou um aumento do fator de tenacidade da ordem de 38,6% e de 17,8% para as fibras de aço e macrofibra polimérica, respectivamente, em relação ao resultado obtido com teor de 1,0% de fibras. Com isso, a utilização de um maior teor de fibras mostrou resultados mais eficazes quando o material adotado foi o aço. É importante destacar que, mesmo utilizando um menor teor de fibra de aço, foi obtido um fator de tenacidade superior ao da mistura com maior quantidade de macrofibra polimérica.

As fibras de aço ofereceram maiores resistências residuais em relação às macrofibras poliméricas, considerando iguais teores de fibra. Essa diferença foi mais significativa nas resistências referentes ao deslocamento vertical de 0,75 mm, já que a maior absorção de energia pelas fibras de aço acontece em deslocamentos mais baixos, enquanto que para as macrofibras poliméricas essa maior absorção ocorre em maiores deslocamentos (5).

Diferente da fibra de aço, que apresentou redução da resistência residual com o aumento do deslocamento, a macrofibra polimérica contribuiu para o aumento da resistência residual do compósito com o acréscimo de deslocamento, devido ao encruamento das fibras, como destacado anteriormente. O ganho de resistência residual para maiores deslocamentos foi mais significativo quando utilizado teor de 2,0% de macrofibra polimérica, que provocou um aumento de 31,6% da referida resistência, enquanto que com a adição de 1,0% desta fibra o acréscimo foi de 14,2%.

4. CONCLUSÕES

Por meio dos ensaios de resistência à compressão, Barcelona e de tenacidade à flexão, foi possível verificar a influência da adição de macrofibra polimérica no comportamento mecânico do concreto de alta resistência. Enquanto houve um aumento da resistência à compressão com a adição de fibras de aço, esta resistência se manteve praticamente inalterada com a utilização de macrofibra polimérica.

Tanto no ensaio Barcelona quanto no ensaio de tenacidade, as amostras com macrofibra polimérica apresentaram instabilidade pós-pico. No concreto com fibra de aço a instabilidade foi menor ou inexistente. Houve pequena variação da resistência à tração com a adição de macrofibra polimérica. No entanto, a utilização de 2,0% de fibra de aço provocou aumento desta resistência devido ao comportamento *hardening* do compósito.

Foi possível obter valores de tenacidade próximos no ensaio Barcelona ao utilizar um teor de macrofibra polimérica igual ao dobro do teor de fibra de aço, indicando uma possível relação de correspondência de desempenho entre as fibras. Já no ensaio de tenacidade à flexão, a amostra com 2,0% de macrofibra polimérica apresentou fator de tenacidade inferior ao do concreto com 1,0% de fibra de aço.

No ensaio de tenacidade à flexão, concretos com macrofibra polimérica apresentaram aumento da resistência residual com o acréscimo de deslocamento, principalmente quando

foram utilizados elevados teores de fibra. Já com as fibras de aço houve redução da carga resistente em maiores deslocamentos, tanto no ensaio Barcelona quando no ensaio de flexão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da bolsa de pesquisa, e às empresas Grace Construction Products, Tecnosil e Belgo Bekaert Arames, pelo fornecimento de materiais utilizados no desenvolvimento da presente pesquisa.

REFERÊNCIAS

- [1] Figueiredo, A. D., ‘Concreto com fibras de aço’, Boletim Técnico (BT/PCC/260) (Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000).
- [2] The Concrete Society, ‘Guidance for the Design of Steel-Fibre-Reinforced Concrete’ (Cromwell Press, Trowbridge, 2007).
- [3] The Concrete Society, ‘Guidance on the use of Macro-Synthetic-Fibre-Reinforced Concrete’ (Cromwell Press, Trowbridge, 2007).
- [4] Andrade, M. F., ‘Comparativa de la Tenacidad entre Hormigón convencional, Hormigón reforzado con Fibras de Acero y Hormigón Reforzado con Fibras de Polipropileno’, Thesis (Máster en Ingeniería de las estructuras, cimentaciones y materiales) (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2013).
- [5] Salvador, R. P., Figueiredo, A. D., ‘Análise comparativa de comportamento mecânico de concreto reforçado com macrofibra polimérica e com fibra de aço’, Revista Matéria 18 (2) (2013) 1273-1285.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ‘Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos’ (ABNT, Rio de Janeiro, 2007).
- [7] Asociación Española de Normalización y Certificación, ‘UNE 83515: Hormigones con fibras - Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción – Método Barcelona’ (AENOR, Barcelona, 2010).
- [8] The Japan Society of Civil Engineers, ‘JSCE-SF4: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete’ (Concrete library of JSCE, Tokyo, 1984).
- [9] Mehta, K., Monteiro, P.J.M., ‘Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais’, 4ª ed. (Ibracon, São Paulo, 2014)
- [10] Monte, R., Toaldo, G. S., Figueiredo, A. D., ‘Avaliação da tenacidade de concretos reforçados com fibras através de ensaios com sistema aberto’ Revista Matéria 19 (2) (2014) 132-149.
- [11] Prisco, M., Plizzari, G., Vandewalle, L., ‘Fibre reinforced concrete: new design perspectives’, Materials and Structures, Netherlands 42 (9) (2009) 1261-1281.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados

J. Raúl Crespo ⁽¹⁾ y J. Antonio Hurtado ⁽²⁾

⁽¹⁾ Laboratorio de I+D, HeidelbergCement Hispania, España.

⁽²⁾ Departamento de Innovación, Asistencia Técnica y Prescripción, HeidelbergCement Hispania, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5462>

RESUMEN

La dosificación correcta de los componentes, atendiendo a las características locales de las materias primas (áridos y cemento), es el punto clave para la fabricación de hormigones autocompactantes en las plantas de hormigón preparado y prefabricado.

HeidelbergCement Hispania ha diseñado un compuestos, formados por el conglomerante, los áridos finos, adiciones y aditivos en polvo, que permiten la obtención de un amplio abanico de prestaciones en los hormigones fabricados con ellos, utilizando como única variable de diseño la cantidad y el tamaño de grava local.

En este artículo se exponen los requerimientos especificados para uno de estos compuestos y los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio para su uso como mortero de altas prestaciones MAP.

También se muestran la dosificación y resultados de un hormigón autocompactante (HAC) fabricado con dicho compuesto como base.

Los resultados de ambas pruebas han sido satisfactorios, cumpliéndose los requerimientos fijados para el compuesto como MAP y los límites especificados en la EHE-08 para un HAC.

Por último, se indican las futuras líneas de trabajo que se generan a partir de los resultados obtenidos.

PALABRAS CLAVE: autocompactante, robustez, premezclado, tracción.

1.- INTRODUCCIÓN

La dosificación correcta de los componentes, atendiendo a las características locales de las materias primas (áridos y cemento), es el punto clave para la fabricación de hormigones

Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

autocompactantes en las plantas de hormigón preparado y plantas de prefabricados de hormigón.

Esta dosificación exige un estudio singular de cada fórmula y un exhaustivo control en su fabricación.

Esta dificultad es la causa principal de algunos resultados insatisfactorios en la fabricación de hormigones autocompactantes, especialmente en aquellos de los que se esperaban unas cualidades estéticas, hápticas y visuales, excepcionales, y probablemente el principal obstáculo para su eclosión definitiva.

Para superar esta barrera, HeidelbergCement Hispania ha diseñado una gama de compuestos, formados por el conglomerante, los áridos finos, adiciones y aditivos en polvo, que permiten la obtención de un amplio abanico de prestaciones en los hormigones fabricados con ellos, utilizando como única variable de diseño la cantidad y el tamaño de grava local.

La fabricación de los compuestos en una planta preparada para la mezcla de componentes finos en polvo, asegura la robustez de su fabricación y de esta manera garantiza las prestaciones físicas y las condiciones de autocompactabilidad en las circunstancias más adversas.

Estos compuestos también pueden usarse, sin el añadido de la grava, como MAP, alcanzando unas resistencias a edades tempranas muy elevadas y un acabado superficial sedoso.

El estudio de los MAP abre un camino inexplorado en el diseño de elementos estructurales innovadores. En HeidelbergCement Hispania nos resulta especialmente interesante estudiar la posibilidad de reducir la cuantía de acero de determinados elementos estructurales, para mejorar la durabilidad y sostenibilidad de dichos elementos.

La gama de compuestos, diseñada por HeidelbergCement Hispania, pretende trasladar este concepto, inicialmente desarrollado para los hormigones autocompactantes fabricados en amasadora fija, a distintos tipos de aplicaciones que necesiten de dosificaciones robustas.

En este trabajo se repasan los requerimientos de diseño y las prestaciones obtenidas en laboratorio.

2.- OBJETIVOS Y REQUERIMIENTOS

2.1.- Objetivo

Inicialmente el proyecto comienza con la idea de desarrollar un MAP de prestaciones mecánicas y estéticas medias. HeidelbergCement Hispania ya disponía de MAPs de altas resistencias y otros morteros de prestaciones estéticas, tanto visuales como hápticas muy elevadas.

Ambos tipos de morteros tienen un coste material alto y están pensados para usos específicos. Sin embargo, se detectaron posibles usos donde, si bien las ventajas de un hormigón/mortero de altas prestaciones siguen siendo muy interesantes, los requerimientos no son tan altos.

El primer uso que se identificó fue el de fabricar paneles de fachadas, tipo celosía, donde se requiere un hormigón que proporcione un acabado superficial bueno y unas resistencias moderadamente altas, especialmente a tracción, que permita la ejecución de piezas con un espesor inferior al de los paneles de hormigón arquitectónico tradicionales, pero aún importante como para que el coste material del hormigón tenga un peso sustancial en el coste de ejecución del elemento.

El objetivo original fue diseñar ese mortero que permitiese fabricar paneles de fachada con espesores entre 5 y 10 centímetros, con un buen acabado estético y una resistencia suficiente para la manipulación y ejecución en obra del elemento. Conforme se iba desarrollando el producto se amplió el objetivo final del proyecto, al verificarse que el producto puede ser usado no solo como mortero sino también como compuesto premezclado para fabricar hormigones autocompactantes, añadiendo y controlando únicamente el tipo y porcentaje de grava a añadir; por tanto, los usos podrían ser mayores, permitiendo no solo la ejecución de elementos estructurales sino, incluso, estudiar el reducir la cuantía de acero en el armado pasivo de determinados elementos gracias a las mejores prestaciones de resistencia a tracción proporcionadas por el uso de fibras estructurales y el diseño del esqueleto granular.

2.2.- Requerimientos

Como estaba previsto inicialmente para elementos arquitectónicos de fachada, se planteó el diseño de un mortero blanco que permitiese su pigmentación y una buena calidad superficial.

Se buscaba un material fácilmente colocable y que minimizase los defectos superficiales, por lo que se pensó en una consistencia autocompactante y un tamaño de árido pequeño.

Debido a que se diseñaba para espesores de elementos solo ligeramente inferiores al de un hormigón arquitectónico tradicional, la resistencia a compresión no tenía que ser excesivamente alta, aunque la condición de autocompactabilidad y sobre todo el requerimiento de un valor alto de resistencia a tracción imponen un valor mínimo.

El conjunto de requerimientos establecido fue:

- Color blanco
- Tamaño máximo de árido: 1 mm.
- Slump: entre 290 y 325 mm.
- Tiempo mínimo de trabajabilidad a 20°C: 30 minutos
- Resistencia mínima a compresión a 28 días: 70 MPa
- Resistencia mínima a flexión a 28 días: 9 MPa
- Mínima aparición de burbujas superficiales y sin fisuración.

- Coste material un 50% inferior a las soluciones actualmente disponibles en HeidelbergCement Hispania.

3.- DISEÑO, PRESTACIONES COMO MAP Y COMO HAC

3.1.- Diseño y prestaciones como MAP

En el diseño se priorizó el uso de adiciones que no alterasen el color blanco deseado y que permitiesen sustituir parte del cemento blanco utilizado, de forma que se reduzca el calor de hidratación del mortero, pero sin penalizar económicamente el diseño.

La necesidad de reducir en lo posible el calor de hidratación tiene importancia puesto que el espesor de los elementos es considerable y por tanto las retracciones térmicas pueden ser elevadas.

Se buscó una granulometría continua hasta un tamaño máximo de 1 mm y el uso de microfibras para reducir la fisuración, sin perjudicar la fluidez del mortero.

Las propiedades en estado fresco y endurecido son las que se indican en la Tabla 1 y las prestaciones mecánicas a distintas edades se pueden observar en la Tabla 2. Todos estos valores medios se han obtenido para una relación agua/producto del 11,5%. Los valores mostrados corresponden a los resultados obtenidos en el ensayo de tipo inicial para el Marcado CE.

Tabla 1. Propiedades en estado fresco y endurecido

<i>Parámetro (unidad)*</i>	<i>Valor</i>	<i>Norma</i>
Consistencia (mm)**	318	UNE-EN 1015-3
Aire ocluido en estado fresco (%)***	<3%	UNE-EN 1015-7
Permeabilidad al vapor de agua (kg/s·Pa)	$1.19e^{-12}$	UNE-EN 1015-19
Densidad aparente en seco (kg/m ³)	2.359	UNE-EN 1015-10

**Los ensayos han sido realizados a la relación agua/producto indicada.

**El ensayo se realiza sobre una plancha plana de dimensiones 500x500 mm, utilizando el molde indicado en la norma, pero rellenándolo por vertido y sin compactación. Una vez rellenado, se levanta el molde y sin sacudidas se deja que el mortero fluya, tomándose la medida cuando termina de fluir o a los 30s después de levantar el molde.

***El recipiente del aerómetro se rellena por vertido en una sola vez y se golpea ligeramente con una masa de goma para permitir que posibles bolsas de aire puedan ser desalojadas.

Tabla 2. Prestaciones mecánicas a distintas edades

<i>Prestación (UNE-EN 1015-2)</i>	<i>Edad (días)</i>			
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>7</i>	<i>28</i>
Resistencia a Flexión (N/mm ²)	7,7	7,8	10,3	11,8
Resistencia a Compresión (N/mm ²)	44,3	58,7	69,3	80,6

Como se puede observar en las Tabla 1 y 2, se cumplen los requerimientos técnicos especificados en el apartado 2.2

En la Tabla 3 podemos ver los resultados medios del cemento blanco de clase resistente 52,5 R utilizado para la formulación del producto.

Tabla 3. Prestaciones mecánicas del cemento BL 52,5 R

<i>Prestación (UNE-EN 196-1)</i>	<i>Edad (días)</i>	
	2	28
Resistencia a Flexión (N/mm ²)	6,8	9,7
Resistencia a Compresión (N/mm ²)	44,1	68,8

Como podemos observar las prestaciones del MAP son, para la cantidad de agua de amasada recomendada, mejores que las prestaciones normalizadas del cemento.

En la Fig. 1 se puede observar el escurrimiento obtenido mediante el uso del cono de la norma EN 1015-3.



Figura 1. Escurrimiento MAP

3.1.1.- Ensayos a tracción directa

Puesto que el resultado a flexión obtenido es muy bueno, se trabajó con expertos en estructuras de hormigón armado de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Granada (equipo de D. Manuel Rojas Fernández-Figares) la posibilidad de considerar las prestaciones a flexión del MAP en el cálculo estructural, con el objetivo de estudiar su contribución frente a dichos esfuerzos y deducir la potencial minoración en la cuantía de acero. Para alcanzar esta meta es necesario determinar la carga máxima soportada a tracción y el módulo de elasticidad del MAP, puesto que son los parámetros de diseño necesario.

Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Se consideró interesante estudiar un método que permitiese obtener el valor de resistencia a tracción de forma directa y no a través del ensayo normalizado de flexotracción. El primer paso fue diseñar una probeta que permitiese, de una manera fiable, obtener dichos resultados. Para ello se tomó como base el tipo de probeta utilizado por el WG1 del CEN TC250/SC2 [1].

Se decidió fabricar una placa plana de MAP que sería pulida a dos caras y de la que se tallarían, mediante máquina de chorro de agua, las probetas. Un ejemplo de ellas aparece en la Fig. 2. Las zonas de cambio de sección se diseñaron con un radio suficiente (85 mm) para evitar la concentración de tensiones, según el criterio del Departamento de Ingeniería Civil, de Materiales y Fabricación de la Universidad de Málaga. Dicho Departamento supervisó la fabricación de las piezas y realizó su acondicionamiento y preparación para el ensayo.

En la Tabla 4 se pueden observar los resultados medios obtenidos. El módulo de elasticidad se calculó mediante la aplicación de dos galgas extensiométricas situadas en la parte central de la probeta (ver Fig. 2).

Tabla 4. Ensayo de tracción directa y módulo de elasticidad

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>Desv. típica</i>	<i>Unidades</i>
Resistencia a tracción directa (σ)	6,6	0,7	MPa
Módulo de Elasticidad (E)	47,9	0,8	GPa

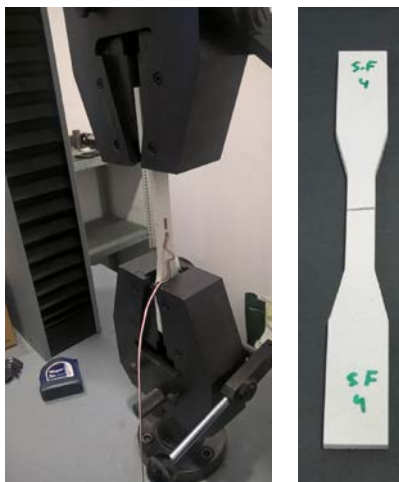


Figura 2. Probeta y equipo de ensayo

En la Fig. 3 se puede observar un ejemplo de las curvas obtenidas.

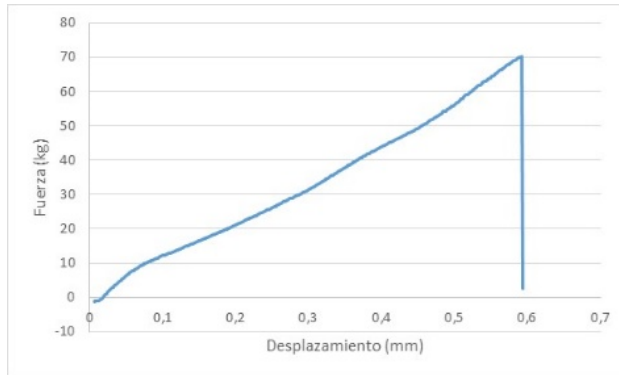


Figura 3. Curva carga-desplazamiento

3.2.- Diseño y prestaciones como HAC

Tomando como binder el MAP del apartado anterior, se fabricó un HAC con un árido calizo cuya distribución granulométrica se puede observar en la Fig. 4.

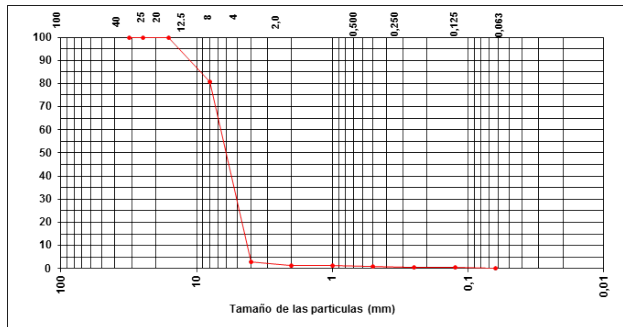


Figura 4. Distribución granulométrica árido 4/16

Además de los ensayos de autocompactabilidad, se realizaron probetas cilíndricas de 15x30 cm. para determinar la resistencia a compresión y probetas prismáticas de 15x15x60 cm. para determinar la resistencia a flexión. La dosificación utilizada y los valores medios obtenidos se pueden observar en las Tabla 5 y Tabla 6 respectivamente.

Tabla 5. Dosificación HAC

Dosificación	Kg/m^3
Binder	1620
Árido 4/16 (base seca)	650
Relación agua/binder	12,6%

Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Tabla 6. Resultados obtenidos (Según Anejo 17 EHE-08)

<i>Parámetro (unidad)</i>	<i>Valor</i>	
Escurrimiento (mm)	680 [$\sigma = 35$]	
Escurrimiento anillo japonés – anillo 20 barras (mm)	680 [$\sigma = 33$]	
Caja en L – 3 barras (%)	91 [$\sigma = 4,6$]	
Embudo en V (s)	18 [$\sigma = 2$]	
Rotura a compresión (MPa)	R1d	45,1 [$\sigma = 2,1$]
	R7d	51,8 [$\sigma = 1,5$]
	R28d	63,4 [$\sigma = 1,9$]
Rotura a flexión (MPa)	R7d	7,0 [$\sigma = 0,6$]
	R28d	9,1 [$\sigma = 1,1$]

Estos resultados cumplen los límites especificados por la EHE para un HAC, siendo las prestaciones mecánicas obtenidas muy interesantes, especialmente la resistencia a flexión.

El HAC se puede clasificar en función de las prestaciones obtenidas como AC-E2+AC-V1+AC-RB2.

El valor de viscosidad obtenido, en el límite superior de la categoría AC-V1, indica una alta estabilidad del hormigón tanto dinámica como estática, lo cual es muy interesante para absorber pequeñas variaciones en la dosificación de agua por errores de la planta. Por el contrario, limita la fluidez del hormigón, pero el balance entre ambos comportamientos se considera positivo para el objetivo de dotar a las plantas de hormigón preparado de una dosificación robusta.

En las Fig. 5 se puede observar el frente de avance del hormigón en el ensayo de escurrimiento y en la Fig. 6 la sección de la probeta prismática una vez realizado el ensayo.



Figura 5. Frente de avance del HAC



Figura 6. Detalle de la sección de rotura de la probeta prismática

4.- CONCLUSIONES

El comportamiento como MAP ha cumplido los requisitos especificados en el apartado 2.2, por lo que el diseño se considera validado para los objetivos del estudio. Destaca principalmente por el resultado a tracción directa obtenido, gracias al diseño del esqueleto granular y las características de las fracciones granulométricas utilizadas, que forman parte esencial del conocimiento tecnológico generado por esta investigación para la empresa.

Los siguientes pasos a estudiar relativos al MAP son:

- Estudiar las posibilidades de seguir incrementando el valor de resistencia a tracción directa.
- Introducción de fibras no metálicas estructurales, con el objetivo de mejorar la ductilidad del material y/o asegurar la integridad del elemento frente a una rotura, impidiendo la caída de fragmentos, por ejemplo en aplicaciones para fachadas.

En cuanto al comportamiento como HAC, se ha comprobado la posibilidad de realizar un hormigón autocompactante a partir del producto usado como binder.

Los resultados, donde los parámetros a determinar han sido la cantidad de árido grueso a emplear y el agua de amasado necesaria para el escurrimiento deseado, demuestran que se puede fabricar en laboratorio sin dificultades un HAC que cumple con los límites de la EHE y con unas excelentes prestaciones mecánicas.

Los siguientes pasos son:

- Estudiar más dosificaciones que permitan establecer unas recomendaciones sobre la cantidad máxima de árido grueso a emplear.
- De la misma forma fijar un rango recomendado de dosificación de agua, que complete la información necesaria para la planta para la formulación de su HAC.

Dosificación robusta de autocompactantes con compuestos premezclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos la colaboración de D. Germán Castillo López de la U.D. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de estructuras, del Departamento de Ingeniería Civil, de Materiales y Fabricación de la Universidad de Málaga y D. Manuel Rojas Fernández-Figares del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Granada.

REFERENCIAS

- [1] Di Prisco, M. Department of Civil and Environmental Engineering Politecnico di Milano. “Fiber Reinforced Concrete in Eurocode 2: basic assumptions for structural design”. Conference at Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, Taking occasion of the 14th Meeting of CEN TC250/SC2/WG1 (Revision of Eurocode2) / TG2 (Fiber Reinforced Concrete) in Madrid, Spain

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Caracterización de ceniza de biomasa con metales pesados adsorbidos como adición en hormigones

M. C. Pacheco ⁽¹⁾, J. M. Meneses ⁽¹⁾, R. Maya ⁽¹⁾ y M. L. Carmona ⁽¹⁾

⁽¹⁾ INTROMAC Instituto Tecnológico de Roca Ornamental y Materiales de Construcción, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5529>

RESUMEN

La existencia de metales pesados en lodos de depuradora limita su valorización como fertilizante en agricultura. Una solución de bajo coste para su disminución sería la aplicación de cenizas volantes. Sin embargo, esta medida puede generar un residuo con metales pesados que precisen de un tratamiento de inmovilización. La construcción puede convertirse en una solución para el aprovechamiento de estos residuos. Primeramente, por el carácter hidráulico y puzolánico de las cenizas volantes para su uso como adición en hormigones. En segundo lugar, en relación a la eficacia de tratamientos de estabilización/solidificación de metales pesados mediante materiales de base cementícea. El objetivo principal de este estudio es caracterizar las propiedades químicas, físicas y ambientales de muestras de ceniza volante de biomasa con metales pesados adsorbidos para su uso como adición en hormigón. La caracterización química demostró que la mayor adsorción de metales pesados correspondía al Zn, Cu y Pb. La ceniza volante con metales adsorbidos presentó una reducción de la cantidad de agua necesaria para la mezcla y valores de resistencia inferiores a las muestras de ceniza volante sin presencia de metales pesados. La lixiviación demostró que los parámetros evaluados se encontraban debajo de los límites establecidos por la DIN 38414-17:2004.

PALABRAS CLAVE: lodos de depuradora, metales pesados, ceniza de biomasa, adsorción, hormigones.

1.- INTRODUCCIÓN

La presencia de metales pesados en el medio ambiente es de gran preocupación debido a su toxicidad, tendencia a la bioacumulación, amenaza a la salud y al medio ambiente [1]. Numerosos residuos pueden contener este tipo de metales, entre ellos se encuentran los lodos de depuradora de aguas residuales.

Actualmente, la existencia de metales pesados en lodos de depuradora limita su valorización como fertilizante en agricultura. Aunque existen diferentes métodos para la eliminación de metales pesados, entre todos ellos destaca el proceso de adsorción por su

comodidad, fácil manejo y diseño sencillo [2]. Los carbones activados muestran una gran capacidad de adsorción, pero su alto coste presenta un inconveniente importante para su aplicación [3]. Una solución de bajo coste para disminuir la presencia de los metales pesados en los lodos es la aplicación de cenizas volantes. Diversos estudios demuestran el uso de estas cenizas como material de adsorción económico para la eliminación de metales pesados [4]. Sin embargo esta medida puede generar un residuo con una cantidad de metales pesados que precisen de un tratamiento para la inmovilización de los metales.

La construcción puede convertirse en un sector con potencial de aprovechamiento de estos residuos por dos motivos. Primeramente, por el carácter hidráulico y puzolánico que presentan las cenizas volantes para su uso como adición en hormigones. En segundo lugar, por las evidencias que existen en relación a la eficacia de tratamientos de estabilización/solidificación de metales pesado mediante materiales de base cementicea.

La actividad puzolánica de algunas cenizas volantes de carbón es una de las principales razones para su empleo en hormigón. Estas cenizas son capaces de reaccionar con el hidróxido cálcico ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) liberado en la reacción del cemento portland originando productos sólidos, insolubles y dotados de resistencia [5]. En el caso de las cenizas volantes procedentes de biomasa, algunas investigaciones han demostrado la existencia de esta actividad para este tipo de ceniza. Así, [6] ha determinado un índice de actividad del 73% y 80% para los dos tipos de cenizas de biomasa evaluadas en su investigación. También ha recomendado para la obtención de materiales cementiceos de calidad una sustitución del cemento por cenizas volantes de biomasa inferior al 20%.

El tratamiento de inmovilización es una tecnología efectiva para la eliminación segura de los residuos que contienen metales pesados [7] El tratamiento de estos residuos con materiales de base cemento consiste en una estabilización/solidificación que convierte al residuo con metal en un residuo física y químicamente más estable y en forma monolítica o material granular que permite un mejor manejo [8, 9, 10].

El objetivo principal de este estudio es caracterizar las propiedades químicas, físicas y ambientales de muestras de ceniza volante de biomasa con metales pesados adsorbidos para su uso como adición en hormigón.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

El estudio de caracterización de la ceniza volante de biomasa con metales adsorbidos se realizó en tres etapas. En la primera etapa se evaluaron propiedades microestructurales, químicas y físicas de varias muestras de ceniza tomadas a lo largo del año de una misma planta. Esta etapa permitió evaluar su homogeneidad y seleccionar las muestras de ceniza más adecuadas para su uso como adsorbente de metales. El tratamiento de los lodos con las muestras de cenizas seleccionadas y la evaluación de metales presente en los lodos antes y después de ser tratados con ceniza se realizó en una segunda etapa. Finalmente se evaluaron las propiedades microestructurales, químicas, físicas y ambientales de las muestras de ceniza empleadas en el tratamiento de los lodos. Los metales pesados se seleccionaron de acuerdo a los requisitos incluidos en el Real Decreto 506/2013 para fertilizantes de Clase A.

2.1.- Material

Las muestras de ceniza se recogieron de una planta térmica de biomasa situada en Mérida, Badajoz (España) y procedían de la combustión de biomasa de origen forestal (F1 y F2) y de biomasa de origen forestal con un porcentaje variable de residuo agrícola leñosa (FAL1, FAL2, FAL3 FAL4, FAL5). Las muestras de ceniza se secaron en una estufa hasta masa constante para eliminar la humedad que pudieran tener.

2.2.- Tratamientos de lodos de depuradora con cenizas volantes

Las muestras de ceniza volante F2, FAL3 y FAL5 se seleccionaron para el tratamiento de un lodo de depuradora procedente de una estación de aguas residuales situada en Lobón, Badajoz (España). Todas las muestras siguieron el mismo proceso, inmersión de un filtro en forma de bolsa con ceniza de biomasa en su interior y en proporción 1/10 en lodos durante tres horas y con agitación leve. Tras el tratamiento, se obtuvieron muestras de cenizas con una humedad alta (F2M, FAL3M, FAL5M) que se secaron hasta masa constante.

2.3.- Caracterización microestructural

La superficie específica, distribución y tamaño de poro de las muestras de ceniza se midieron por con un porosímetro de mercurio AutoPore IV 9500 de Micrometrics y un picnómetro de helio de Quantachrome.

2.4.- Caracterización química

2.4.1.- Fluorescencia de Rayos X (XRF) y plasma de acoplamiento inductivo (ICP)

Los elementos mayoritarios y metales presentes en las muestras de ceniza, expresado como óxidos, se determinó con fluorescencia de rayos X mediante un espectrómetro ARL ADVANT`XP+ con un tubo de rodio y software UNIQANT.

Los metales pesados presentes en los lodos antes y después de su tratamiento con ceniza se determinaron con espectrofotómetro de plasma PerkinElmer ELAN 9000.

2.4.2.- Termogravimetría (TG)

La determinación del contenido de carbón inquemado se llevó a cabo con una termobalanza Setaram Labsys Evo 1600. Se usó helio como gas de purga a una presión de 1600 mbar para evitar la oxidación y combustión del carbón no quemado y la materia orgánica que queda en las muestras.

2.5.- Caracterización física

2.5.1- Finura

La determinación de la finura de las muestras de ceniza por tamizado en húmedo se llevó a cabo según el método de ensayo descrito en la norma UNE-EN 451-2:1995.

2.5.2.- Índice de actividad y resistencia a compresión

La determinación del índice de actividad de las muestras de cenizas se realizó según lo establecido en el apartado 5.3.2 de la norma UNE-EN-450-1:2013. Esta norma define el índice de actividad para morteros preparados con un 75% de cemento más un 25% en masa de cenizas volantes.

La resistencia a compresión se realizó según la norma UNE-EN 196-1:2005 para una sustitución del 10% de cemento en masa por ceniza volante.

2.5.3.- Tiempo de fraguado inicial

La evaluación del tiempo de fraguado inicial de las cenizas se realizó tal y como se indica en el apartado 5.3.5 de la norma UNE-EN 450-1:2013. El tiempo de fraguado inicial se evalúa sobre una pasta de cemento con un 25% de cenizas volantes más un 75% del cemento de ensayo (ambos en masa).

2.5.4.- Agua necesaria para la mezcla

El ensayo para determinar la cantidad de agua necesaria cuando se añaden las cenizas en un mortero se llevó a cabo según el Anexo B de la norma UNE-EN 450-1:2013.

2.6.- Caracterización ambiental

Muestras de mortero obtenidas en la evaluación del índice de actividad se sometieron al ensayo de lixiviación según un procedimiento propio basado en el proyecto de norma UNE-EN 15863: 2015.

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1.- Caracterización microestructural

En la **Tabla 1** se puede observar que las muestras de cenizas F2, FAL3, FAL4 y FAL5 presentan los valores de superficie específica [S_{Hg}] más altos, entre 3,126-5,743 m² g⁻¹. La mayor o menor capacidad de adsorción de las cenizas volantes está relacionada entre otros parámetros con el valor de su superficie específica.

Después del tratamiento del lodo con las muestras de ceniza F2, FAL3 y FAL5 se observa una disminución de los parámetros medidos. Esto puede ser debido a que cuando los compuestos del lodo de depuradora, incluyendo metales, son adsorbidos en la superficie porosa de la ceniza, el diámetro de poro puede reducirse a tamaños menores que llevan a un menor volumen de poro [V_p] y superficie específica.

En relación al comportamiento del volumen de poro en función de su tamaño, el volumen de macroporo [V_{macro}] disminuye después del tratamiento con lodos de depuradora. Esto se debe a que normalmente los macroporos están en la superficie externa de la muestra, así pueden actuar como canales para transportar metales a la superficie inerte de la ceniza, que está compuesta por mesoporos y microporos. Sin embargo, el volumen de mesoporo [V_{meso}] y el volumen estimado de microporos y poros cerrados no accesibles a la intrusión con

mercurio pero sí al helio [$V_p - V_{Hg}$] no presentan el comportamiento de los macroporos. Este comportamiento podría deberse a la propia porosidad del lodo adherido.

Tabla 1. Parámetros microestructurales de las muestras de ceniza

Muestra	V_p [$\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$]	V_{macro} [$\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$]	V_{meso} [$\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$]	$V_p - V_{Hg}$ [$\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$]	S_{Hg} [$\text{m}^2 \text{g}^{-1}$]
F1	0,873	0,805	0,0015	0,067	2,168
F2	1,238	1,141	0,0020	0,095	3,126
F2M	1,016	0,815	0,0000	0,202	1,050
FAL1	1,019	0,952	0,0027	0,063	1,906
FAL2	0,594	0,576	0,0078	0,010	1,128
FAL3	1,318	1,220	0,0010	0,097	5,209
FAL3M	0,701	0,663	0,0090	0,029	3,119
FAL4	1,364	1,297	0,0015	0,066	5,743
FAL5	0,957	0,927	0,0050	0,026	3,524
FAL5M	0,604	0,538	0,0050	0,060	2,909

3.2.- Caracterización química

3.2.1.- Fluorescencia de Rayos X (FRX) y plasma de acoplamiento inductivo (ICP)

Los elementos mayoritarios de las muestras de cenizas evaluadas se presentan en la **Tabla 2**. Se observa falta de homogeneidad en las muestras FAL1, FAL2, FAL3 FAL4, FAL5 a pesar de proceder de la misma planta y tipo de biomasa. La variabilidad del porcentaje de residuo agrícola leñosa explicaría este comportamiento.

Tabla 2. Análisis químico de las muestras de ceniza (*Perdidas por calcinación)

Elemento	F2[%]	FAL1[%]	FAL2[%]	FAL3[%]	FAL4[%]	FAL5[%]
PF*	13,85	12,04	3,66	10,24	12,75	8,9
SiO ₂	29,50	18,00	49,05	6,24	4,80	11,80
CaO	24,44	34,01	10,99	31,37	26,84	27,81
K ₂ O	7,71	11,00	6,20	19,27	23,04	19,59
Al ₂ O ₃	6,20	3,27	9,84	1,57	1,12	3,10
MgO	5,79	3,72	1,84	2,29	1,85	2,37
Fe ₂ O ₃	1,86	2,86	7,64	2,31	2,28	1,91
P ₂ O ₅	3,58	2,72	1,45	2,04	2,35	3,12
Na ₂ O	1,10	1,06	1,43	2,18	2,39	2,29
SO ₃	1,12	4,34	2,30	9,88	11,60	12,23

Las muestras F2M y FAL5M muestran evidencia de adsorción de Zn, Cu y Pb [**Figura 1**]. Además, para la muestra FAL5M esta adsorción de las cenizas se corresponde con la disminución de estos elementos en el lodo [**Figura 2**]. Se observa que Ni y Cr apenas son

retenidos por las muestras de ceniza después del tratamiento de los lodos y el Cd no es detectado. En general, la cantidad de los metales adsorbidos es pequeña. Este resultado puede ser debido a la poca cantidad de metales pesados presentes en los lodos seleccionados.

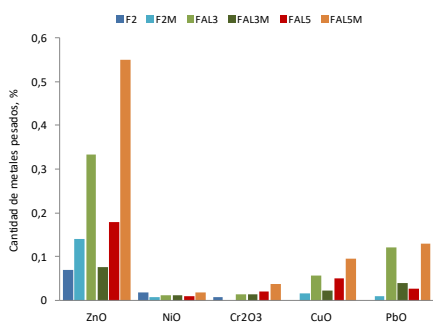


Figura. 1. Metales pesados en ceniza

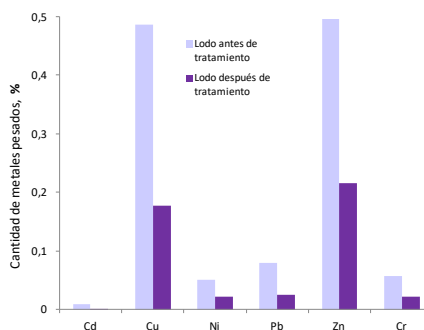


Figura. 2. Metales pesados en lodo

La muestra FAL3M no presenta evidencia de adsorción [Figura 1], aunque presenta reducción de su superficie específica [apartado 3.1.]. Este comportamiento puede deberse a que cuando el lodo es tratado, algunos metales son adsorbidos en la superficie específica de la ceniza y por tanto la cantidad de los metales aumenta. Pero pueden existir casos en que la ceniza pierda algunos compuestos por solubilización y por tanto no se aprecie la adsorción.

3.2.2.- Termogravimetría (TG)

Se observa en la **Tabla 3** que independientemente del origen de la biomasa las muestras de ceniza F2 y FAL3 muestran valores superiores al 10% de carbón inquemado. En este caso esta mayor cantidad de carbón puede ser la causa de la elevada superficie específica que presentan estas muestras. En el caso de las muestra FAL4 y FAL5 con superficies específicas similares sus valores de finuras bajos puede explicarlo (apartado 3.3.1).

Tabla 3. Cantidad de carbón inquemado

Muestra	F1	F2	F2M	FAL1	FAL2	FAL3	FAL3M	FAL4	FAL5
Carbón [%]	4,97	10,1	6,2	4,7	2,7	11,1	2,44	3,0	3,48

Las muestras con metales adsorbidos muestran menores valores de carbón posiblemente debido a la dilución del contenido de carbón a causa de la masa de lodo adherida a la ceniza.

3.3.- Caracterización física

3.3.1.- Finura

En general, la finura de las muestras de ceniza presentan valores elevados [Tabla 4]. La norma UNE-EN 450-1:2013 prescribe a las cenizas volantes procedentes de la combustión

del carbón para su uso en hormigón una finura máxima del 40% y 12% en función de su categoría. Los valores de finura altos indican una menor cantidad de finos.

Tabla 4. Finura de las muestras de ceniza

Muestra	F2	F2M	FAL1	FAL2	FAL3	FAL3M	FAL4	FAL5	FAL5M
Finura[%]	42,0	50,0	59,8	86,6	20,0	19,9	27,9	30,0	49,9

Las muestras de ceniza después del tratamiento del lodo muestran valores de finura iguales o superiores a las que presentan antes del tratamiento. Después del tratamiento de los lodos, las muestras de ceniza quedaron compactadas por lo que precisó un machaqueo manual previo a su caracterización. Esto explicaría la diferencia de finura de las muestras de ceniza antes y después del tratamiento del lodo.

3.3.2.- Índice de actividad

Los valores de índice de actividad de las muestras de ceniza volante evaluadas se presentan en la **Figura 3**. Los valores de índice de actividad obtenidos con las cenizas FAL3 y FAL4 se han descartado. La cantidad de agua indicada en la norma para la evaluación del índice de actividad no permitió obtener probetas de mortero en condiciones óptimas para su caracterización. Las probetas obtenidas presentaban numerosas oquedades.

La norma UNE-EN 450-1:2013 prescribe a las cenizas volantes procedentes de la combustión del carbón valores de índice de actividad superiores a 70% a los 28 días y 80% a los 90 días. Las muestras de ceniza evaluadas, se encuentran muy cerca de cumplir estas prescripciones a excepción de la muestra FAL1 que se encuentra algo más alejada.

En general, la resistencia de los morteros fabricados con un 10% de ceniza presenta una resistencia similar al mortero de referencia antes del tratamiento de lodo e inferior después [**Figura 4**]. La posible hidratación previa de las cenizas debido a la humedad presente en los lodos puede ser la explicación.

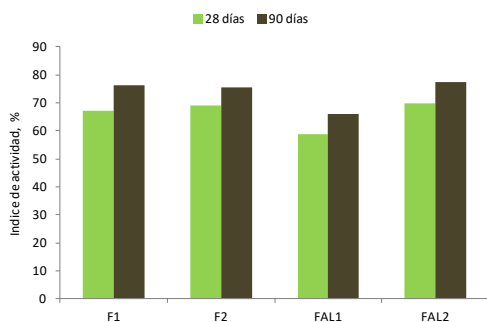


Figura 3. Índice de actividad de las muestras.

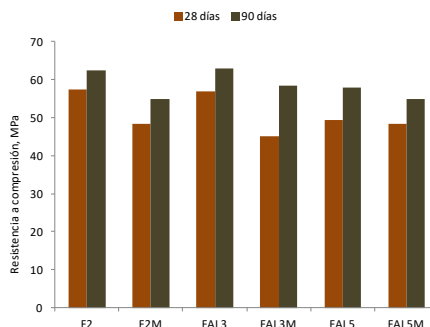


Figura 4. Resistencia a compresión al 10%.

3.3.3.- Tiempo de fraguado

Ninguna de las pastas ensayadas con las muestras de ceniza desarrolla resistencias significativas antes de los 200 min [Figura 5]. En general razones físicas y químicas explican el retraso en la adquisición de resistencias para cualquier tipo de ceniza volante [11]. Las muestras que presentan los valores de finura más bajos, F2, FAL3, FAL4 y FAL5, son las que presentan los tiempos de fraguado mayores. El tiempo inicial de fraguado que muestran es superior a 300 min. Este comportamiento puede deberse a que no domina el efecto de la finura sobre el contenido orgánico [12].

La norma UNE-EN 450-1:2013 prescribe a las cenizas volantes procedentes de la combustión del carbón un tiempo de fraguado inicial superior a 2,25 veces el tiempo de fraguado del cemento de ensayo. Las muestras de ceniza FAL3, FAL3y FAL5, podrían compararse.

Si se comparan el tiempo de fraguado de las muestras de ceniza antes y después del tratamiento de los lodos el comportamiento es algo diferente, los tiempos de fraguados son menores [Figura 6].

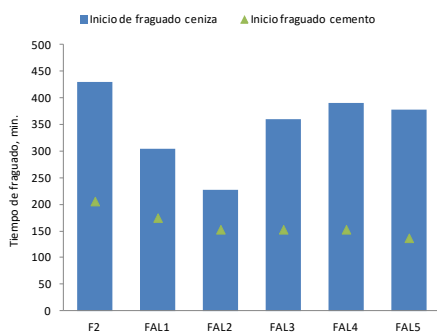


Figura. 5. Fraguado antes de tratamiento

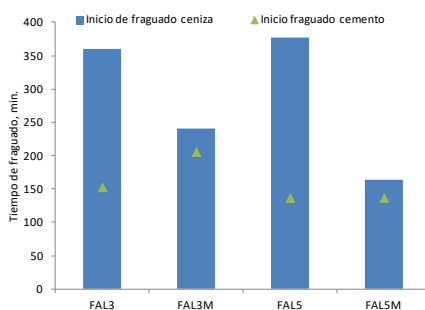


Figura. 6. Fraguado después de tratamiento

3.3.4 Cantidad de agua para la mezcla

La cantidad de agua que necesitan los morteros fabricados con las muestras de ceniza para obtener un valor de escurrimiento similar al mortero de referencia es superior en todas las muestras de ceniza [Tabla 5]. Este comportamiento es debido entre otros factores a la alta porosidad [apartado 3.1] que presentan las cenizas volantes de biomasa. Las cenizas procedentes de la combustión del carbón precisan en general una cantidad de agua igual o menor que el cemento [12].

Tabla 5. Agua necesaria para la mezcla

Muestra	F2	F2M	FAL1	FAL2	FAL3	FAL3M	FAL4	FAL5	FAL5M
Agua[%]	138	138	142	111	160	120	171	133	113

La mayor cantidad de agua se alcanza con las muestras FAL3 y FAL4. El menor valor de finura que presentan estas cenizas indica una mayor cantidad de finos y por tanto una

mayor cantidad de agua de amasado. Sin embargo las cenizas después de ser empleadas en el tratamiento de los lodos parecen necesitar menor cantidad de agua para la mezcla. Esto puede ser por el agua presente debido a la hidratación de la ceniza con la humedad del lodo.

3.4.- Caracterización medioambiental

La norma DIN 38414-17:2004 establece para la lixiviación en residuos monolíticos valores de conductividad eléctrica menores a 6000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ en cada etapa de renovación del lecho de agua [13]. La muestra de mortero con ceniza FALM2 cumple esta condición [Tabla 6].

Tabla 6. Valores de conductividad eléctrica y pH registrados

<i>Horas</i>	<i>Días</i>	<i>pH</i>	<i>CE ($\mu\text{S}/\text{cm}$)</i>	<i>T^a solución (°C)</i>
6	0,25	9,36	208,0	18,6
24	1	8,75	165,5	18,8
54	2,25	9,78	180,6	18,8
96	4	7,36	115,0	19,1
384	16	8,19	42,2	18,6
864	36	7,88	63,3	18,0

4.- CONCLUSIONES

En este estudio se pone de manifiesto la variabilidad en la composición química de la ceniza volante de biomasa evaluada a pesar de proceder de una misma planta. A pesar de esta falta de homogeneidad en general se observa, valores de finura altos, índice de actividad inferior al marcado por normativa para las cenizas procedentes de la combustión de la biomasa, tiempos de fraguado inicial altos y mayor demanda de agua en la sustitución de cemento por ceniza. También se observa la no influencia de la finura en propiedades como el tiempo de fraguado no así en la demanda de agua.

En relación a la caracterización química, las muestras de cenizas de mayor superficie específica después del tratamiento de los lodos muestran que la mayor adsorción de metales pesados se corresponde al Zn, Cu y Pb. Las propiedades físicas de las muestras de ceniza después del tratamiento de los lodos presentan resistencias, tiempos de fraguado y demanda agua de agua inferiores.

Un estudio complementario de la capacidad de adsorción de las cenizas con una mayor presencia de metales en el lodo se hace necesario para determinar el alcance de la ceniza de biomasa como adsorbentes de metales pesados en los lodos. La pérdida de la capacidad puzolánica que parece mostrarse en la ceniza después del tratamiento del lodo aconseja su uso más que como adición activa como adición inerte en la fabricación de hormigones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al programa LIFE de la Unión Europea el apoyo financiero otorgado a través del proyecto *LIFE iCirBus4Industries* LIFE14 ENV/ES/000688 y la colaboración de los participante del proyecto ENCE, AQUALIA y CETAEX.

REFERENCIAS

- [1] Igwe J. C. and Abia A. A., 'A bioseparation process for removing heavy metals from waste water using biosorbents', *African Journal of Biotechnology*, **5** (12) (2006) 1167-1179.
- [2] Bansal M., Singh D., and Garg V. K., 'A comparative study for the removal of hexavalent chromium from aqueous solutions by agriculture wastes carbons', *Journal of Hazardous Materials*, **171** (2009) 83-92.
- [3] Varma V., G., Singh, R. K. and Sahu V., 'A comparative study on the removal of heavy metals by adsorption using fly ash and sludge. A review', *International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management*, **2** (7) (2013) 45-56.
- [4] Ahmaruzzaman M., 'A review on the utilization of fly ash', *Progress in Energy and Combustion Science* **36** (2010) 327–363.
- [5] Centro de Estudios y experimentación de Obras Públicas (CEDEX), 'Cenizas volantes de carbón y cenizas de hogar o escorias' (2011), http://www.cedexmateriales.es/upload/docs/es_CENIZASVOLANTESDECARBONYCENIZASDEHOGAROEESCORIA SDIC2011.pdf. Visita 15 Septiembre 2017
- [6] Rajamma, R., 'Biomass fly ash incorporation in cement based materials', Tesis Doctoral, (Universidad de Aveiro, 2011).
- [7] Guo, B., Liu B., Yang, J. and Zhang S., 'The mechanisms of heavy metal immobilization by cementitious material treatments and thermal treatments: A review', *Journal of Environmental Management* **193** (2017) 410-422.
- [8] Conner, J.R., 'Chemical fixation and solidification of hazardous waste', (Van Nostrand Reinhold, New York, 1990)
- [9] Glasser, F.P., 'Fundamental aspect of cement solidification and stabilisation', *Journal of Hazardous Material* **52** (1997) 151–170.
- [10] Poon, C.S., Qiao, X.C., Lin, Z.S., 'Effects of flue gas desulphurization sludge (FGD) on the pozzolanic reaction of reject fly ash blended cement pastes', *Cement and Concrete Research* **34** (2004) 1907–1918.
- [11] Ravina D, Metha PK. Properties of fresh concrete containing large amounts of fly ash. *Cement and Concrete Research* **16** (2) (1986) 227–38.
- [12] Wang, S., Miller, A., Llamazos, E., Fonseca, F., Baxter, L., 'Biomass fly ash in concrete: Mixture proportioning and mechanical properties', *Fuel* **87** (2008) 365–371.
- [13] Valls, S., Vazquez, E., 'Leaching properties of stabilised/solidified cement-admixtures-sewage sludges systems', *Waste Management* **22** (2002) 37-45.

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Propriedades dos concretos autoadensáveis produzidos no Brasil

Renan S. Campos ⁽¹⁾, Mônica P. Barbosa ⁽²⁾ e Geraldo de F. Maciel ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia Mecânica, FEIS - UNESP, Ilha Solteira/SP, Brasil.

⁽²⁾ Departamento de Engenharia Civil, FEIS - UNESP, Ilha Solteira/SP, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5622>

RESUMO

O concreto autoadensável (CAA) tem atraído a atenção de diversos pesquisadores desde seu advento, no final da década de 1980, no Japão. Em todo o mundo, diversos institutos de pesquisas, universidades e empresas procuraram desenvolver métodos de dosagem e metodologias de ensaio para a correta produção e avaliação das propriedades, em especial no estado fresco, desse novo concreto. O objetivo desse estudo foi compilar e analisar dados relativos à dosagem, desempenho no estado fresco e propriedades mecânicas de concretos autoadensáveis produzidos no Brasil. Para tanto, construiu-se uma base de dados que compreendeu resultados apresentados em teses, dissertações e artigos científicos publicados desde 2004. Neste trabalho é apresentada uma análise estatística inicial sobre os consumos de materiais, parâmetros de dosagem e propriedades nos estados fresco e endurecido de 555 composições de concreto autoadensável analisadas.

PALAVRAS-CHAVE: concreto autoadensável, base de dados, materiais constituintes, estado fresco, propriedades mecânicas.

1.- INTRODUÇÃO

O concreto autoadensável (CAA) é entendido como o concreto que possui a capacidade de fluir no interior da forma, por ação exclusiva de seu próprio peso, sem a necessidade de qualquer adensamento mecânico, e que possui a habilidade de passar por obstáculos sem apresentar bloqueio das partículas de agregado [1, 2].

Desde o advento do CAA, na década de 1980, no Japão, diversos métodos de dosagem e metodologias de caracterização no estado fresco foram propostas, com a finalidade de produzir e avaliar corretamente as propriedades desse material [1]. A dosagem do CAA demanda uma criteriosa seleção e combinação dos materiais constituintes, de modo a propiciar a racionalização de recursos, a obtenção das propriedades de autoadensabilidade requeridas, adequada resistência mecânica e o melhor custo-benefício. No que tange ao desempenho do estado fresco, desde 2010 está em vigor a NBR 15823 – partes 1 a 6 [2-7], que prescrevem os métodos de ensaio e de classificação do CAA no Brasil.

Tendo em vista os resultados experimentais relatados na literatura consultada, foi construída uma base de dados com o propósito de compilar e analisar dados relativos à dosagem, desempenho no estado fresco e propriedades mecânicas de concretos autoadensáveis produzidos no Brasil. Nesse estudo são apresentados os resultados das análises estatísticas iniciais, obtidas a partir da base de dados desenvolvida.

2.- METODOLOGIA

Para a formação da base de dados foram consultadas teses, dissertações e artigos científicos publicados desde 2004⁽¹⁾. Nesse levantamento não foram consideradas composições de CAA que empregaram fibras, agregados reciclados ou leves e cimentos não normalizados no Brasil. Foram coletados dados referentes à dosagem das composições (consumos de cimento, adição mineral, agregados, aditivos, água), aos materiais constituintes (tipos de cimento, adição, aditivo e agregados), desempenho dos concretos no estado fresco (espalhamento, tempos de escoamento t_{500} e no funil V, habilidade passante, resistência à segregação, massa específica) e também propriedades no estado endurecido (resistência à compressão, à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade). As análises estatísticas apresentadas foram efetuadas com auxílio do *software* Minitab 17.

3.- RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1.- Parâmetros de dosagem

No Quadro 1 estão sintetizados os consumos de materiais comumente empregados na confecção de CAA no Brasil.

Quadro 1. Consumos de materiais empregados na produção dos CAA's analisados.

Material	n° de dados	Consumo [kg/m ³]				
		Mínimo	1° quartil	Mediana	3° quartil	Máximo
Cimento	555	113,0	331,4	390,0	467,0	740,0
Filer calcário	163	9,0	126,0	183,0	296,0	539,0
Metacaulim	76	18,9	30,6	51,3	85,5	194,0
Sílica ativa	72	12,5	25,3	33,5	42,7	90,0
Cinza volante	53	26,5	63,1	81,8	160,5	201,0
Resíduo de mármore e granito	33	26,3	196,0	200,0	207,8	263,9
Cinza de casca de arroz	27	18,0	67,8	113,0	128,5	245,0
Agregado miúdo	555	262,0	696,3	780,0	874,0	1257,2
Agregado graúdo	555	279,8	762,4	860,5	963,0	1190,0
Aditivo superplastificante	555	0,686	2,400	3,730	5,733	14,960
Água	555	120,0	191,0	208,0	224,3	293,5

Além das adições mencionadas no Quadro 1 (mais representativas), verificou-se que outros tipos de adição mineral foram empregadas para a produção de CAA, tais como: escória de alto forno e de aciaria, cal hidráulica, cinza de bagaço de cana, filers pétreos (quartzo, micaxisto, granito, filito) e resíduos de caulim. Das 555 composições de CAA analisadas, 102 foram produzidas unicamente com cimento como material fino, 411 empregaram um tipo de adição mineral e cimento, 38 misturas foram compostas por dois tipos de adição mineral e apenas 4 composições foram produzidas com três ou mais adições minerais.

Com relação aos aditivos químicos, todas as misturas estudadas utilizaram aditivo superplastificante para obtenção do CAA, em 49 composições também foi utilizado aditivo modificador de viscosidade e em 45 misturas houve o emprego concomitante de aditivo plastificante.

No tocante aos tipos de cimento empregados, é possível notar (ver Figura 1) que os cimentos de alta resistência inicial (CP V ARI) e de alta resistência inicial resistente a sulfatos (CP V ARI RS) foram os mais comumente utilizados, fato que pode estar relacionado à aplicação do CAA em elementos de concreto pré-moldado, que exigem desforma mais rápida das peças. Em menor proporção, verificou-se a utilização dos cimentos compostos CP II F 32 e CP II Z 32 e do cimento CP IV 32. Dentre as composições analisadas, foi também relatado o uso dos cimentos CP I S 32, CP II E 32, CP III 40 RS e CP B.

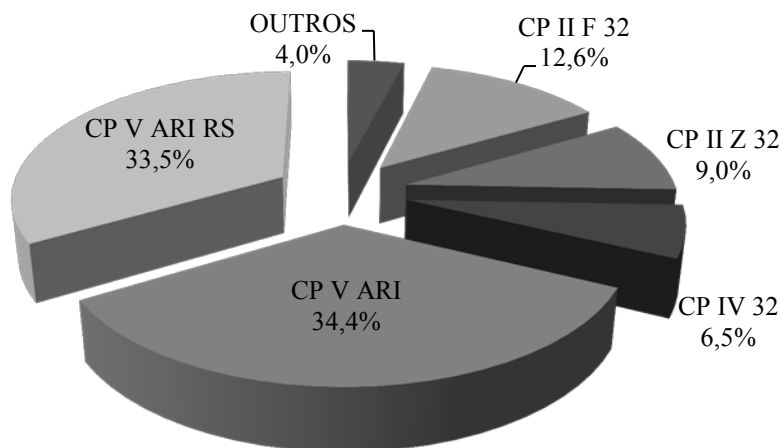


Figura 1. Tipos de cimento empregados nas composições de CAA analisadas.

Outros parâmetros importantes que dizem respeito à dosagem do CAA são as relações água/cimento (a/c), água/aglomerante (a/ag) e água/finos (a/f). Os volumes de pasta e de argamassa também são informações úteis no proporcionamento do CAA. Tais resultados são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Parâmetros de dosagem das composições de CAA analisadas.

<i>Relações</i>	<i>n° de dados</i>	<i>Mínimo</i>	<i>1° quartil</i>	<i>Mediana</i>	<i>3° quartil</i>	<i>Máximo</i>
a/c [em massa]	555	0,2351	0,4499	0,5200	0,6441	2,3800
a/ag [em massa]	555	0,2188	0,4200	0,5000	0,6000	1,1900
a/f [em massa]	555	0,2049	0,3275	0,4100	0,5001	1,1900
Vol. de pasta [l/m ³]	555	276,63	348,57	394,43	415,29	573,70
Vol. de argamassa [l/m ³]	555	556,51	649,18	684,43	713,85	899,38

Ao analisar os dados constantes nos Quadros 1 e 2 verifica-se que os consumos de material e os parâmetros de dosagem apresentaram grande variação, o que pode ser atribuído à expressiva gama de composições analisadas. Tais resultados vão ao encontro daqueles obtidos por [8,9].

3.2.- Propriedades no estado fresco

O desempenho dos concretos no estado fresco é apresentado no Quadro 3.

Quadro 3. Propriedades no estado fresco das composições de CAA analisadas.

<i>Propriedade</i>	<i>n° de dados</i>	<i>Mínimo</i>	<i>1° quartil</i>	<i>Mediana</i>	<i>3° quartil</i>	<i>Máximo</i>
Espalhamento [mm]	543	500,0	623,0	670,0	715,0	895,0
T ₅₀₀ [s]	314	0,49	2,00	3,00	4,00	16,20
Funil V [s]	397	1,50	4,50	6,20	9,55	76,00
Caixa L [-]	358	0,31	0,81	0,87	0,94	1,00
Resistência à segregação [%]	112	0,00	3,43	6,95	9,43	36,70
Massa específica [kg/m ³]	200	2185	2314	2355	2391	2490

Ao analisar os dados constantes no Quadro 3 é possível notar que o ensaio mais amplamente empregado na caracterização do CAA no estado fresco é o espalhamento (realizado para 97,84% das composições analisadas). A viscosidade medida pelo método do funil V e a habilidade passante, avaliada por meio do ensaio da caixa L, também se mostraram ensaios comuns, realizados em 71,53% e 64,50% das misturas, respectivamente. Ainda com relação aos dados apresentados no Quadro 3, percebe-se que, em alguns casos, as composições de CAA analisadas não atingiram os valores mínimos estipulados pela NBR 15823-1:2010 [2] no que tange ao espalhamento e a habilidade passante, e também superaram os limites normativos com relação à resistência à segregação, ao tempo de escoamento no funil V e ao espalhamento. No entanto, cabe ressaltar que a maioria dos dados reportados nas composições analisadas atenderam aos limites normativos prescritos pela NBR 15823-1:2010 [2], como exemplifica o histograma com os dados do ensaio de espalhamento, apresentado na Figura 2, em que 97,97% dos resultados apresentados estão compreendidos no intervalo típico de 550-850 mm.

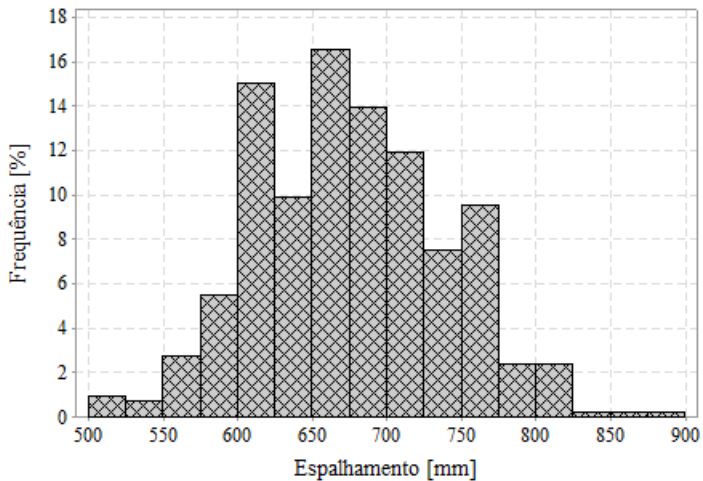


Figura 2. Histograma relativo ao ensaio de espalhamento.

Tentou-se verificar a existência de correlação entre os volumes de pasta e argamassa com o diâmetro de espalhamento obtido pelas composições analisadas, cujos resultados são apresentados na Figura 3.

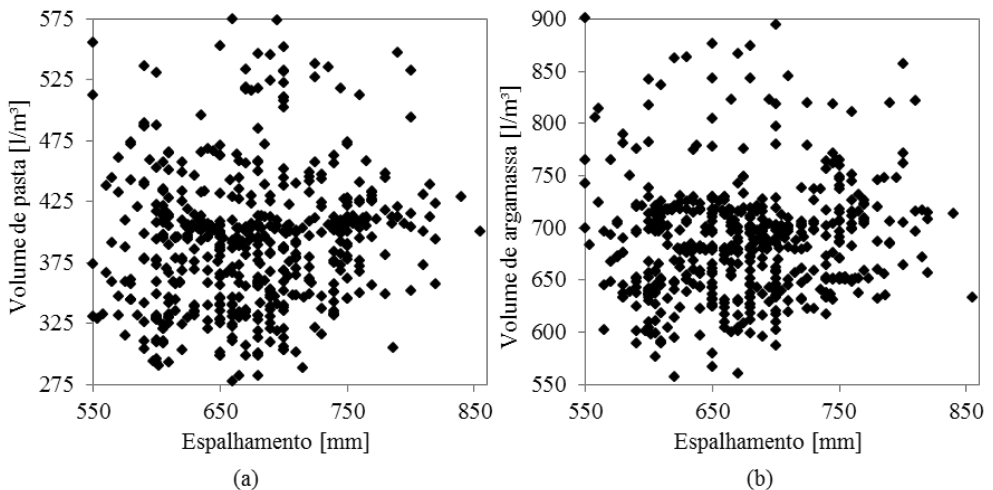


Figura 3. Correlações entre o espalhamento e os volumes de (a) pasta e (b) argamassa das misturas analisadas.

Não foi possível verificar qualquer correlação entre os volumes de pasta e argamassa e o diâmetro de espalhamento. Além da grande variação de consumos de materiais empregados na dosagem dos CAA analisados, é preciso levar em conta que o desempenho, no estado fresco, também está vinculado às interações entre os materiais constituintes, ao

Propriedades dos concretos autoadensáveis produzidos no Brasil

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

procedimento e a energia de mistura empregados e às condições ambientais, como temperatura e umidade do ar, que podem, também, ser fatores intervenientes.

Tendo em vista que nem sempre todos os ensaios normativos previstos para a caracterização do CAA no estado fresco são executados, foi feita uma tentativa de correlacionar os resultados do ensaio espalhamento com as demais propriedades no estado fresco (tempos de escoamento t_{500} e no funil V, habilidade passante e resistência à segregação). Para tal análise, somente foram consideradas as composições de CAA que se enquadraram nos limites previstos pela NBR 15823-1:2010 [2], sendo os resultados obtidos apresentados na Figura 4.

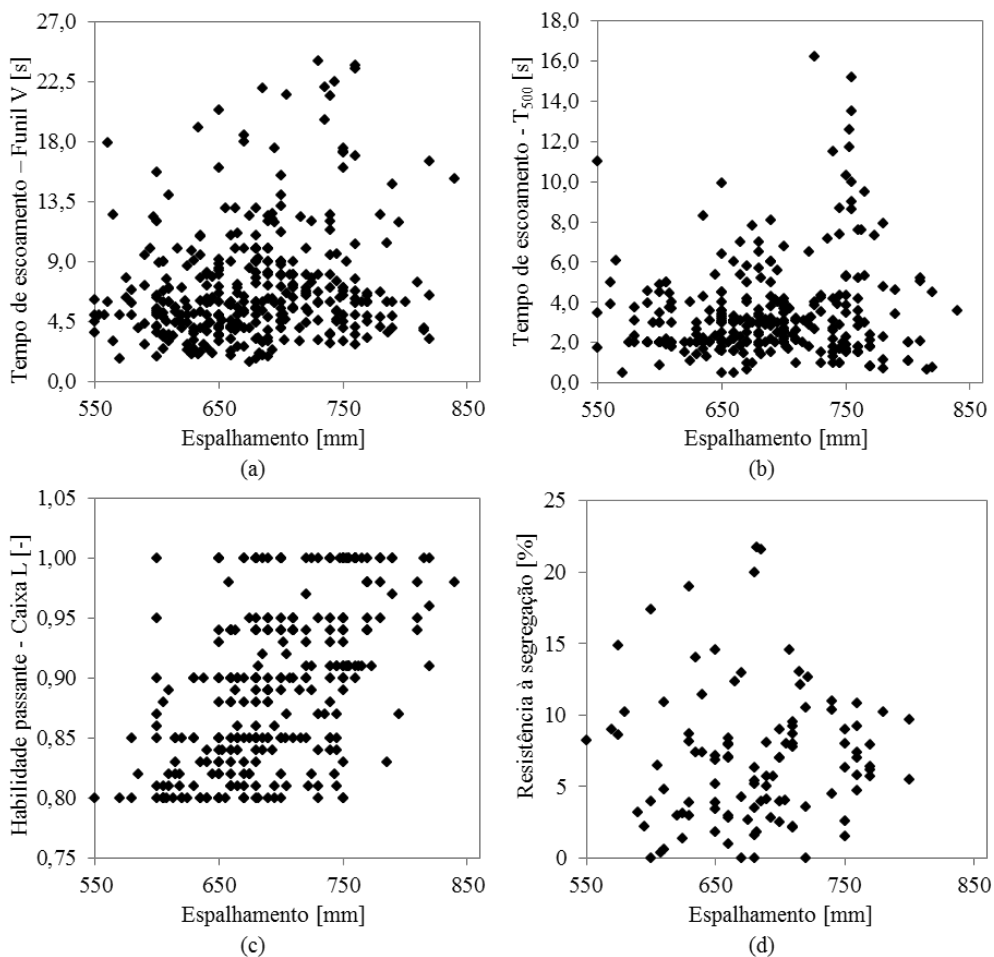


Figura 4. Correlações entre o ensaio de espalhamento e (a) tempo de escoamento no funil V, (b) tempo de escoamento t_{500} , (c) habilidade passante e (d) resistência à segregação.

Ao analisar os dados constantes na Figura 4 nota-se que não foram encontradas correlações significativas entre o diâmetro médio de espalhamento e as demais propriedades características do CAA no estado fresco. Tal fato pode estar relacionado com a ampla gama de composições analisadas, uma vez que não houve qualquer tipo de estratificação dos dados apresentados. Outro fator que deve ser considerado é que os ensaios de espalhamento, tempo de escoamento (t_{500} e no funil V), habilidade passante e resistência à segregação avaliam o comportamento reológico do concreto sob diferentes condições, o que também pode explicar inexistência de correlação entre tais propriedades. O estudo de [10] vai ao encontro dos resultados aqui apresentados.

3.3.- Propriedades no estado endurecido

As composições de CAA analisadas apresentaram resistência à compressão entre 10,3 e 89,7 MPa aos 28 dias. Na Figura 5 são apresentadas as correlações entre as relações água/cimento e água/aglomerante e a resistência à compressão axial aos 28 dias.

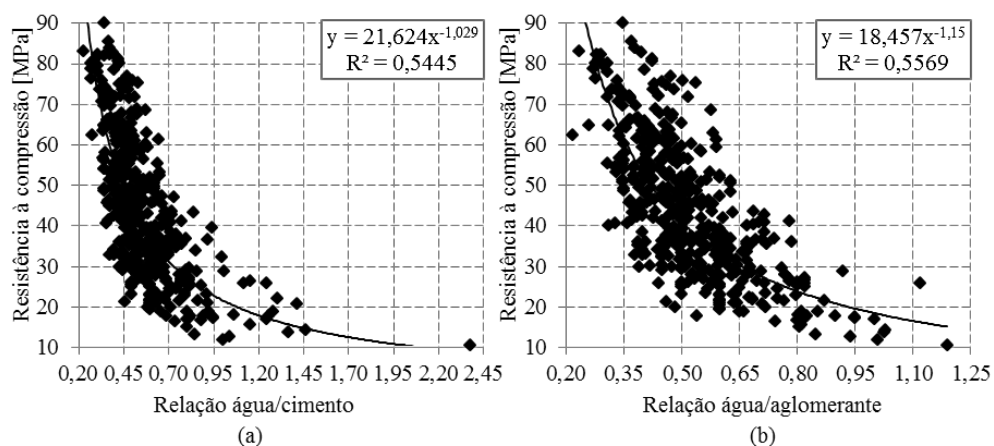


Figura 5. Correlações entre as relações (a) água/cimento e (b) água/aglomerante, e resistência à compressão.

Na Figura 6 são mostradas as correlações entre as resistências à compressão e à tração por compressão diametral e entre resistência à compressão e módulo de elasticidade estático, aos 28 dias, para ambos os casos.

Propriedades dos concretos autoadensáveis produzidos no Brasil

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

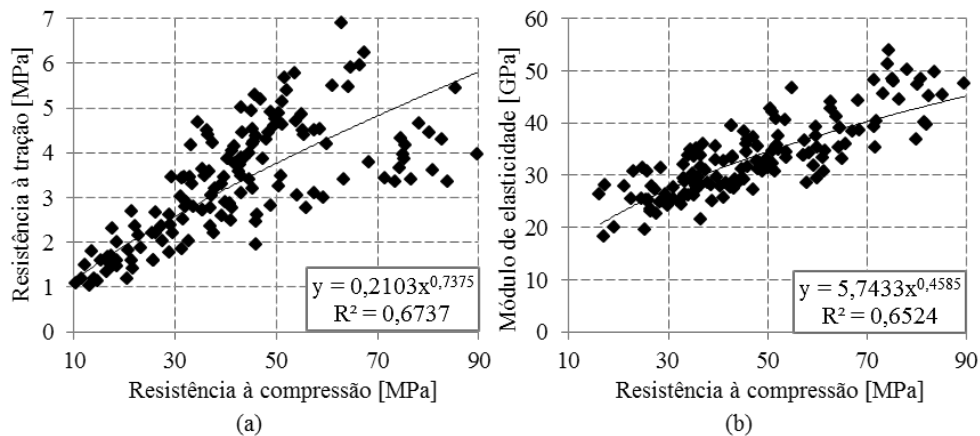


Figura 6. Correlações entre resistência à compressão e (a) resistência à tração e (b) módulo de elasticidade estático.

Apesar de terem sido obtidos coeficientes de determinação moderados (R^2 variando de 0,54-0,67), é importante ressaltar que nessa análise inicial, apresentada nas Figuras 5 e 6, não houve qualquer estratificação dos dados em função do tipo de cimento, origem petrográfica do agregado graúdo, tipo de adição mineral, entre outros fatores, o que pode justificar a dispersão dos mesmos.

Na Figura 7 são apresentadas as correlações entre o fator água/cimento e a resistência à compressão axial aos 28 dias para as composições de CAA produzidas com cimentos de alta resistência inicial (CP V ARI e CP V ARI RS) e com agregados graúdos basálticos e graníticos.

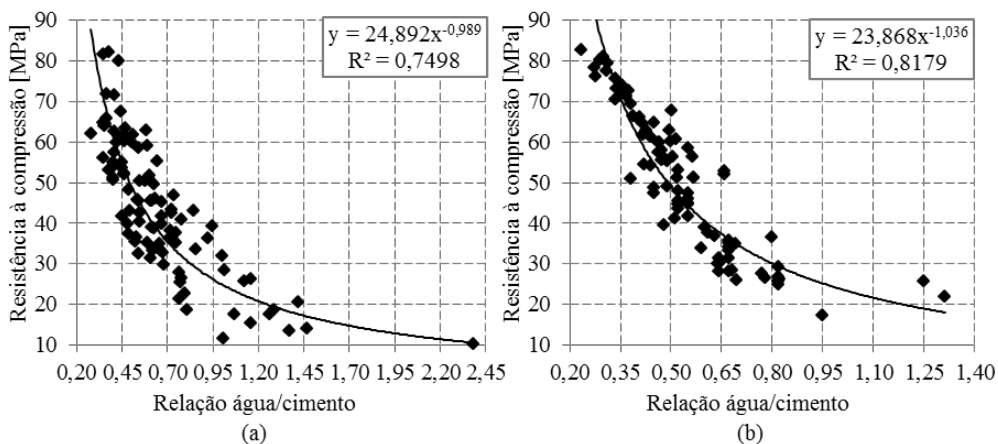


Figura 7. Correlações entre a relação água/cimento e resistência à compressão dos CAA's produzidos com cimentos de alta resistência inicial e com agregado graúdo (a) basáltico e (b) granítico.

Ao analisar os resultados apresentados na Figura 7, nota-se que, com a estratificação dos dados, foi possível obter modelos com maior aderência (R^2 entre 0,75-0,82). Deste modo, as equações de comportamento obtidas por meio dos dados estratificados poderão servir como ponto de partida para a obtenção de concretos autoadensáveis com propriedades mecânicas fixadas em função da relação água/cimento, por exemplo.

4.- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentadas análises estatísticas iniciais sobre os materiais constituintes, parâmetros de dosagem e propriedades nos estados fresco e endurecido de 555 composições de concreto autoadensável produzidas no Brasil. Não foram encontradas correlações estatisticamente significativas entre os resultados do ensaio de espalhamento e as demais propriedades características do CAA no estado fresco. Os volumes de pasta e de argamassa também não apresentaram correlação com o diâmetro de espalhamento. No que tange às propriedades mecânicas, foram obtidas correlações moderadas entre as resistências à compressão e à tração e entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade estático. Por fim, ressalta-se que, de modo geral, foi verificada grande dispersão nos dados obtidos, o que pode ser atribuído ao amplo espectro de composições analisadas e também por conta da não estratificação dos dados em função dos tipos de cimento, adição mineral, origem petrográfica dos agregados, entre outros fatores. Assim, novas análises estão em desenvolvimento para que se obtenha melhor entendimento sobre a existência de possíveis relações entre os materiais constituintes e as propriedades nos estados fresco e endurecido do CAA.

REFERÊNCIAS

- [1] Okamura, H.; Ouchi, M., 'Self-compacting high performance concrete', Progress in Structural Engineering and Materials 1 (4) (1998) 378-383.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 'NBR 15823-1: Concreto auto-adensável - Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco', 2010, 11 p.
- [3] 'NBR 15823-2: Concreto auto-adensável - Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams', 2010, 8 p.
- [4] 'NBR 15823-3: Concreto auto-adensável - Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J', 2010, 8 p.
- [5] 'NBR 15823-4: Concreto auto-adensável - Parte 4: Determinação da habilidade passante - Método da caixa L', 2010, 8 p.
- [6] 'NBR 15823-5: Concreto auto-adensável - Parte 5: Determinação da viscosidade - Método do funil V', 2010, 7 p.
- [7] 'NBR 15823-6: Concreto auto-adensável - Parte 6: Determinação da resistência à segregação - Método da coluna de segregação', 2010, 7 p.

Propriedades dos concretos autoadensáveis produzidos no Brasil

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [8] Desnerck, P. et al., ‘Mechanical Properties’, in ‘Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete’, Springer Science & Business Media, London, 2014 15-71.
- [9] Craeye, B. et al., ‘Modulus of elasticity and tensile strength of self-compacting concrete: Survey of experimental data and structural design codes’, *Cement & Concrete Composites* 54 (2014) 53–61.
- [10] Livi, C. N.; Repette, W. L., ‘Compilação e Análise Estatística de Resultados de Ensaíos em Concreto Auto-Adensável no Estado Fresco’, in *Anais do 46º Congresso Brasileiro do Concreto*, Florianópolis/SC, Novembro, 2011.

(1) NOTA: em função da limitação de espaço, as referências aos trabalhos que compõem a base de dados não foram apresentadas. Aos interessados em saber quais são tais referências, é pedida a gentileza de entrar em contato com os autores.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Modelización del mecanismo de pérdida de consistencia provocado por arcillas en pastas de cemento con superplastificantes base policarboxilato

P. Borralleras ⁽¹⁾, I. Segura ⁽²⁾ y A. Aguado ⁽³⁾

⁽¹⁾ Technical & Marketing Manager, BASF Construction Chemicals, España.

⁽²⁾⁽³⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya, España

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5634>

RESUMEN

Este trabajo investiga acerca del mecanismo de interferencia provocado por arcillas sobre la fluidez de sistemas cementosos con condiciones asimilables al HAC en cuanto a baja relación agua/cemento y alta dosis de aditivo basado en polímeros de éter policarboxílico. Se propone una sistemática para determinar cómo repercuten de forma aislada la absorción de agua y la inhibición del efecto dispersante del aditivo, a partir de la cual se describe el mecanismo de sobre-absorción de la arcilla provocado por la intercalación múltiple de cadenas laterales.

PALABRAS CLAVE: arcilla, montmorillonita, policarboxilato, fluidez, absorción

1.- INTRODUCCIÓN

En el diseño del hormigón autocompactante (HAC) se emplean elevadas fracciones de arena y bajas relaciones agua/cemento ($R W/C$) y agua/finos ($R W/F_{vol}$), que requieren de altas dosis de aditivos basados en policarboxilatos (PCE) para aportar el nivel de fluidez requerido. Estos condicionantes de diseño actúan como amplificadores del efecto interferente, de tal modo que la presencia de muy pequeñas cantidades de arcilla en la arena es suficiente para generar severas pérdidas de fluidez y penalizar el mantenimiento de consistencia.

Las arcillas son minerales sedimentarios de estructura laminar y elevada finura, que pertenecen al grupo de los filosilicatos. Su estructura, representada en la Fig. 1(a), puede describirse como láminas superpuestas formadas por secuencias repetitivas de tetraedros SiO_4 (capa T) y octaedros $Al(OH)_6$ (capa O) que comparten vértices [1]. En función de la organización de las capas T y capas O que componen las láminas, se distinguen los diferentes tipos de arcilla (caolinitas, micas, esmectitas, cloritas), definiéndose las arcillas tipo T-O y las arcillas tipo T-O-T, cuyas conformaciones se muestran en la Fig. 1(b).

Los átomos de Si de los tetraedros y los de Al de los octaedros pueden experimentar sustitución isomórfica por cationes de carga no equivalente como Al^{3+} o Fe^{3+} y Mg^{2+} ,

Modelización del mecanismo de pérdida de consistencia provocado por arcillas...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

provocando la acumulación de cargas residuales en las láminas. Estas cargas aniónicas acumuladas originan la repulsión entre láminas contiguas, haciendo que se separen entre ellas y creen un espacio inter-laminar, donde se acumulan los cationes que balancean las cargas.

El espacio inter-laminar es particular de cada tipo de arcilla y su apertura se caracteriza por difracción de rayos-X (d -spacing – d_{001}). La capacidad de intercambio y la accesibilidad de este espacio son determinantes para la capacidad interferente de las arcillas, porque condicionan la absorción de agua y de moléculas polares de la arcilla.

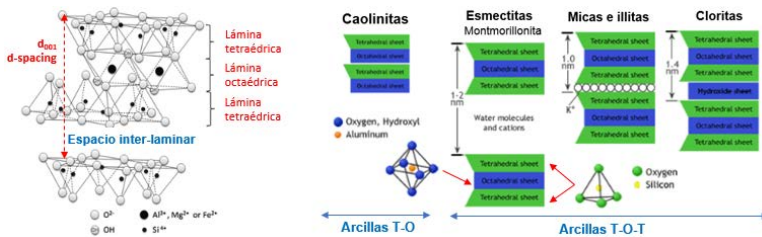


Figura 1. a) Estructura de las arcillas. b) Tipologías de arcillas en función de la estructura laminar

Las arcillas del tipo esmeclita-montmorillonita (MNT) son las que disponen de un espacio inter-laminar más amplio y accesible, que hace que su superficie específica aumente exponencialmente. Debido a esta propiedad, estas arcillas son la que provocan una mayor interferencia sobre la fluidez de hormigones, siendo consideradas las más problemáticas.

2.- IMPACTO EN LA FLUIDEZ DEL HAC PROVOCADO POR ARCILLAS MNT

Para caracterizar el impacto que ejercen las arcillas en la fluidez del HAC, se registra la pérdida de consistencia que provoca la adición de diferentes cantidades de arcilla Na-MNT sobre una arena caliza con 0,4 gr/100gr de azul de metileno (MB). La Fig. 2(a) muestra los resultados de MB de la arena resultante obtenida por cada adición de arcilla, y la Fig. 2(b) el impacto producido sobre la fluidez inicial en un HAC de extensión de flujo 670 mm.

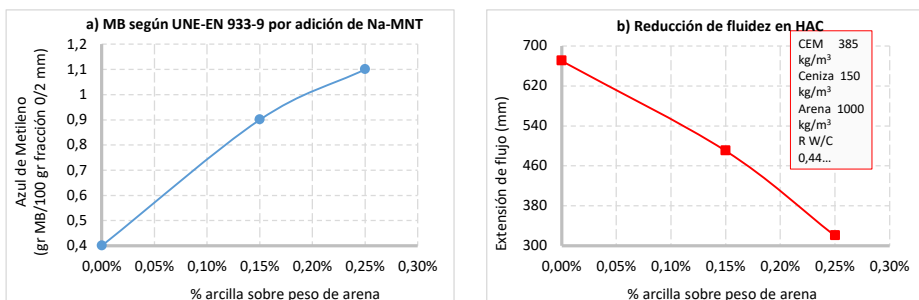


Figura 2. a) Valores de MB de la arena por adición de arcilla. b) Reducción de fluidez en HAC

Se observa que la arcilla Na-MNT provoca la total pérdida de la capacidad autocompactante incluso en cantidades tan bajas que el valor de MB resultante no excede los límites permitidos por la EHE-08. De confirmarse esta limitación, podría ponerse en cuestión la viabilidad de este método de caracterización de arenas cuando éstas se usan en hormigones de las características del HAC.

3.- MECANISMO DE INTERFERENCIA DE LAS ARCILLAS

Las arcillas MNT fundamentan su efecto interferente a partir de dos procesos diferentes que se manifiestan de forma paralela [2]. Por un lado, absorben parte del agua de amasado y, simultáneamente, inhiben el efecto dispersante de los polímeros de PCE. La suma de ambos efectos origina la pérdida de fluidez del hormigón, que se experimenta tanto justo en el momento inicial como también durante los 30-60 minutos posteriores.

Para obtener una mejor comprensión del mecanismo de interferencia completo se pretende estudiar ambos efectos de forma aislada. Se evaluará por un lado el impacto provocado por arcillas en pastas de cemento sin aditivo, para posteriormente incluir la variable del aditivo.

3.1.- Factor de interferencia por absorción de agua

Para caracterizar el impacto causado por la capacidad de absorción de agua de arcillas del tipo Na-MNT, se evalúa la pérdida de fluidez inicial de pastas de cemento inducida por diferentes cantidades de dos arcillas Na-MNT de diferente origen. La finura y tamaño de partícula de las dos arcillas y del cemento se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Descripción de los materiales utilizados.

	CEM I-52,5R	Na-MNT (A)	Na-MNT (B)
D ₅₀ (µm)- Malvern	9,98	7,35	36,90
Superficie específica BET (m ² /kg)	9260	49450	45220

El primer paso es determinar la curva de fluidez del cemento por efecto de la R W/C, mostrada en la Fig. 3(a). Se observa que la curva obtenida se asimila a una función logística, de tal modo que puede ser linealizada según la Fig. 3(b). La regresión lineal resultante, expresada en función de los litros de agua por metro cuadrado de cemento (transformando el peso con la superficie específica), se presenta en la Fig. 3(c).

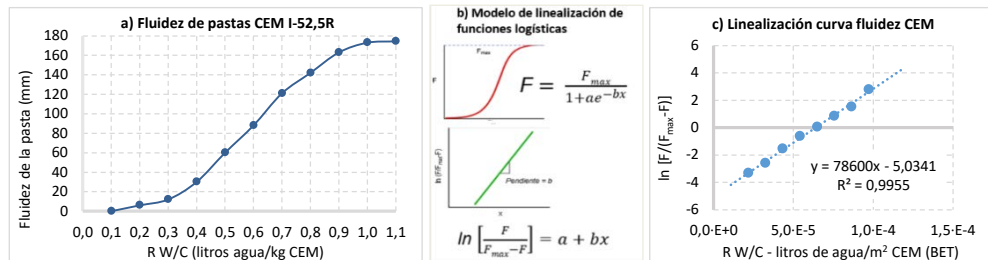


Figura 3. a) Fluidez de pastas de cemento a diferente R W/C. b) Modelo de regresión lineal de funciones logísticas. c) Resultado de la linealización de los resultados de fluidez de las pastas

Modelización del mecanismo de pérdida de consistencia provocado por arcillas...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

La fluidez máxima (F_{\max}) corresponde al valor de fluidez (en mm) de la pasta con R/W/C 1,0. Esta asociación es una aproximación, ya que el valor, aunque sí tiende a estabilizarse, no es matemáticamente asintótico. Pero partir de esta R/W/C, las pastas dejan de ser estables y presentar disgregación, pudiendo asumir que en el valor de fluidez a R/W/C=1 corresponde con el límite de estabilidad de la pasta de cemento, que define el valor de F_{\max} .

Con la regresión lineal es posible obtener los valores a y b de la función y proponer la ecuación matemática Ecs. (1) de la Fig. 4(a), que expresa la fluidez de la pasta en función de la R/W/C y de la superficie específica del cemento (en m^2/kg). La correlación presentada en la Fig. 4(b) entre los valores teóricos y los experimentales muestra una correlación aceptable.

$$a) \quad F_{CEM} = \frac{F_{\max}}{1 + (A \cdot e^{-K_{CEM}(R_{W/C}/SE_{CEM})})} \quad (1)$$

F_{\max} = Fluidez en mm en el límite de estabilidad de la pasta

K_{CEM} = Constante de fluidificación del cemento
Valor de b en la regresión lineal

SE_{CEM} = Superficie específica BET en m^2/kg

A = Equivale a e^a ; Valor a de la regresión lineal
 $\ln(A)$ equivale al resultado de $[K_{CEM}(R_{W/C}/SE_{CEM})]$ que genera $\frac{1}{2}F_{\max}$

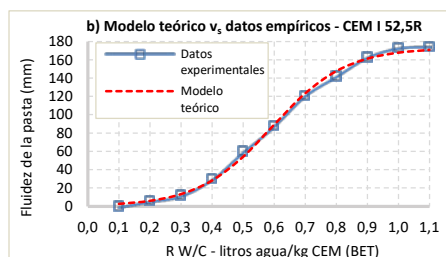


Figura 4. a) Ecuación de fluidez de pastas de cemento. b) Comparación del modelo con los resultados

El impacto en la fluidez de pastas de cemento provocado por diferentes cantidades de arcilla se presenta en la Fig. 5. Los resultados con la arcilla Na-MNT (A) se presentan en la Fig. 5(a) y con Na-MNT (B) en la Fig. 5(b). Las curvas de fluidez obtenidas muestran que la pérdida de fluidez no es lineal con el porcentaje de arcilla, sino que disminuye proporcionalmente cuando aumenta. Complementariamente, las Fig. 5(c) y 5(d) representan la pérdida de fluidez relativa unitaria para cada una de las arcillas, calculada sobre el valor de fluidez de la pasta de cemento sin arcilla a la misma R/W/C. CEM y expresado según los m^2 de arcilla por kg de cemento. Se observa que estas curvas describen una función potencial del tipo $y=A \cdot x^n$, que se ajusta automáticamente para obtener los valores de A y n .

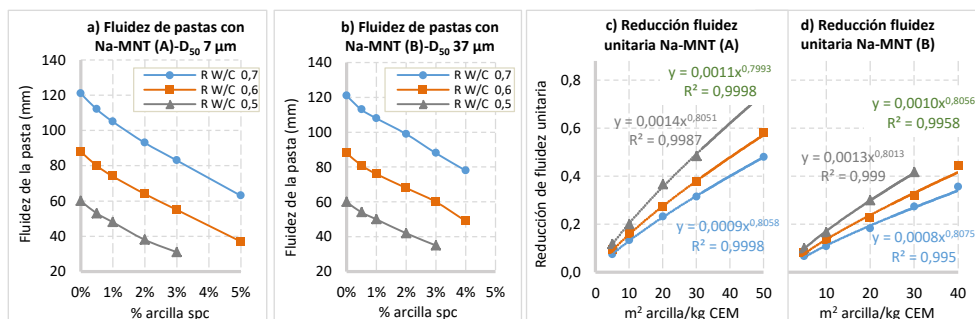


Figura 5. a) Fluidez de pastas con Na-MNT (A). b) Fluidez de pastas con Na-MNT (B). c) Reducción de fluidez unitaria con Na-MNT (A). d) Reducción de fluidez unitaria con Na-MNT (B).

Se observa que el exponente n muestra valores casi idénticos en todos los casos, pudiendo intuir que se trata de un valor característico y constante de cada tipología de arcilla. n define la progresión de la pérdida de fluidez con la cantidad de arcilla, y podría relacionarse con un factor cinético por el cual, cuando la relación entre la cantidad de arcilla y el volumen de agua es baja, la absorción de agua progresa más rápidamente. Asumiendo esta hipótesis, el valor n se denominará *factor de cinética de absorción*, y se expresará con el símbolo K_A . Cuando el factor K_A tiene un valor de 1, la cinética de adsorción es independiente de la cantidad de arcilla. Cuando $K_A < 1$ (como en este caso), el efecto de pequeñas cantidades de arcilla tiene un mayor impacto relativo sobre la fluidez inicial, y si $K_A < 1$ la absorción inicial relativa se aceleraría exponencialmente con la cantidad de arcilla.

$\log A$ equivale a la reducción de fluidez unitaria causada por 1 gr_{arcilla}/kg_{cemento}. Como se observa en la Fig. 6(a) y 6(b), puede relacionarse linealmente con la R W/C. Esta relación se observa en las dos arcillas Na-MNT, las cuales no tienen composición idéntica (impurezas diferentes que acompañan a la arcilla en cada una de ambas muestras) ni similar superficie específica y diámetro medio de partícula. De este modo, el valor A puede expresarse en función de la R W/C con los parámetros del ajuste lineal a y b (que se denominarán α_A y β_A respectivamente), obteniendo la Ecs. (2) presentada en la Fig. 6(c), que modeliza la interferencia unitaria provocada por la arcilla sobre la fluidez inicial de pastas de cemento y se representa como Ψ_A .

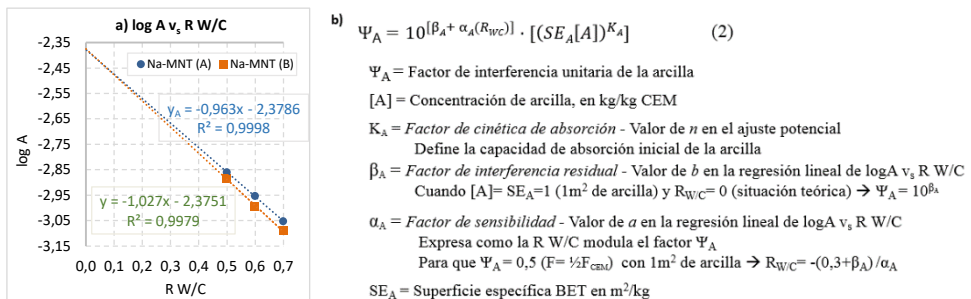


Figura 6. Representación del valor A frente a $R/W/C$. a) Para Na-MNT (A). b) Para Na-MNT (B). c) Ecuación que describe la interferencia unitaria provocada por la arcilla sobre la fluidez inicial

Del mismo que K_A , el valor β_A es muy similar entre ambas arcillas, permitiendo también pensar que puede tratarse de un valor constante y característicos de las arcillas Na-MNT.

Integrando la Ecs. (2) en la Ecs. (1) del cemento se puede modelizar la fluidez inicial de las pastas de cemento con arcilla, dando como resultado la Ecs (3) presentada en la Fig. 7(a), mediante la cual es factible evaluar de manera aislada el efecto interferente sobre la fluidez inicial en pastas de cemento que provoca la arcilla Na-MNT debido a su absorción de agua.

El modelo en general presenta una correlación. La correlación entre el modelo teórico y los datos experimentales se presenta en la Fig. 7(b-c). Se observa una correlación aceptable, que muestra mayores desviaciones a $R/W/C$ bajas que son inducidas, en este caso, por la

desviación entre el valor inicial de F_{CEM} deducido por la Ecs. (1) y el valor de fluidez inicial experimental obtenido en la pasta de cemento.

$$a) \quad F = F_{CEM} \cdot (1 - \Psi_A) \quad (3)$$

F = Fluidez de la pasta (en mm)

F_{CEM} = Fluidez de la pasta de cemento sin arcilla según la expresión:

$$F_{CEM} = \frac{F_{max}}{1 + (A \cdot e^{-K_{CEM}(R_{WC}/SE_{CEM})})}$$

Ψ_A = Factor de interferencia de la arcilla según la expresión:

$$\Psi_A = 10^{[\beta_A + \alpha_A(R_{WC})]} \cdot [(SE_A[A])^{K_A}]$$

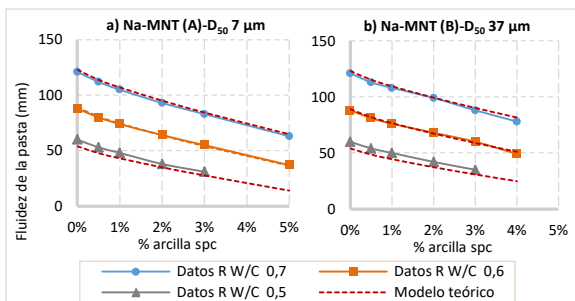


Figura 7. a) Modelo matemático propuesto para determinar la fluidez inicial de pastas de cemento con arcilla. b) Correlación entre los valores teóricos y los resultados experimentales de las dos arcillas

3.2.- Factor de interferencia por inhibición del efecto dispersante de los aditivos

El segundo factor de interferencia de las arcillas se basa en la inhibición de la capacidad dispersante de los aditivos superplastificantes basados en PCE. Esta inhibición generada por arcillas tipo MNT es conocido y existen publicaciones científicas al respecto que permiten concluir que el mecanismo de inhibición se explica por la intercalación de las cadenas laterales de PEO del polímero de PCE dentro del espacio inter-laminar de la arcilla [3].

El fenómeno de intercalación de cadenas puede demostrarse con la observación de la variación de la apertura del espacio inter-laminar de la arcilla mediante difracción de rayos-X (XRD). Las arcillas Na-MNT en estado sólido y semi-deshidratadas presentan un valor d_{001} entre 1,23 y 1,26 nm, que define una apertura del espacio inter-laminar de 2,7-3,0 Å. Analizando este parámetro en pastas de arcilla y agua con aditivo (separando la fase sólida por centrifugación y secando el sólido filtrado), se observa que d_{001} aumenta hasta 1,73-1,77 nm, significando que el espacio inter-laminar ha expandido hasta 4,7-5,4 Å. El incremento registrado (aprox. 2,7-3,0 Å) se corresponde en distancias a una cadena de PEO coordinada por dos moléculas de agua [3], confirmando la intercalación de cadenas laterales de tal modo que el aditivo pierde su capacidad dispersante.

Para caracterizar el efecto interferente de las arcillas sobre los aditivos se emplean tres polímeros de PCE diferentes, identificados como PCE-1 y PCE-5. La estructura de los polímeros se representa en la Fig. 8, que incluye la escala en Å y los valores de carga aniónica (λ) obtenida mediante la valoración de los grupos -COOH totales de cada PCE.

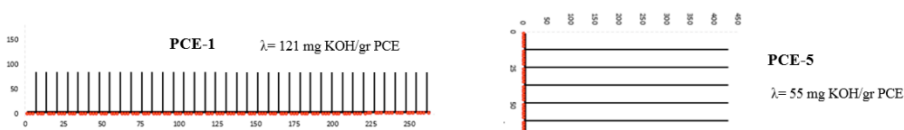


Figura 8. Representación de la estructura de los PCE empleados y carga aniónica

El polímero PCE-1 puede definirse como un PCE con cadena principal larga, cadenas laterales cortas y alta carga aniónica, mientras que PCE-5 está formado por largas cadenas laterales sobre una cadena principal de corta longitud y reducida carga aniónica.

Sobre pastas de cemento con aditivo, se evalúa el impacto sobre la fluidez inicial provocado por diferentes concentraciones de arcilla Na-MNT (A) empleando diferentes dosificaciones de cada PCE (expresada en porcentaje de materia activa sobre peso de cemento) y diferentes R W/C. Los resultados se muestran en la Fig. 9.

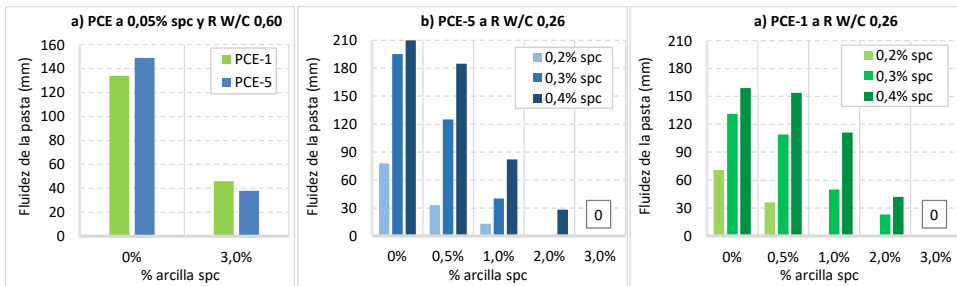


Figura 9. Fluidez de pastas de cemento con arcilla, a) PCE-1, b) PCE-5, c) a R W/C 0,6

El análisis de los resultados presentados en la Fig. 9 permite concluir que la magnitud de la inhibición de la capacidad dispersante del aditivo está relacionada con la estructura del PCE, observándose un mayor impacto cuando mayor es la longitud de las cadenas laterales. Al 3% de Na-MNT todas las pastas con aditivo pierden por completo su fluidez, incluso a dosis altas de aditivo, salvo a R W/C más elevada. Sin embargo, la reducción de fluidez a R W/C 0,6 presenta una contradicción aparente con los resultados que podrían esperarse, tal y como presenta de forma esquemática la Fig 10 considerado los efectos de absorción y de inhibición.

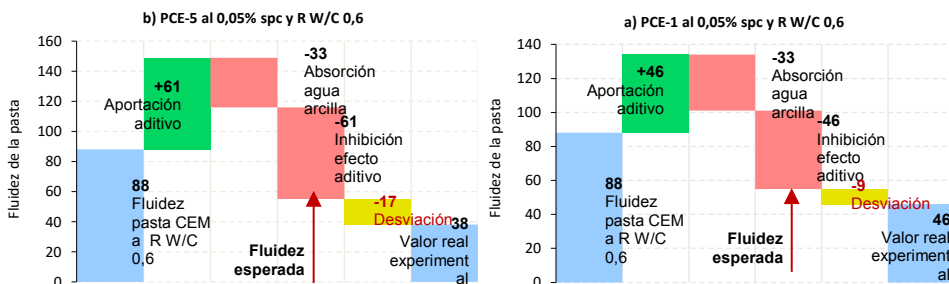


Figura 10. Segmentación de la fluidez a R W/C 0,6 en factores aislados. a) PCE-1, b) PCE-5

Cuando R W/C = 0,26, la fluidez inicial de la pasta de cemento sin arcilla y sin aditivo es 0 a efectos prácticos, de tal modo que se asume que la fluidez generada es contribución exclusiva del aditivo. A R W/C = 0,6 la fluidez inicial de la pasta sin aditivo registrada experimentalmente es de 88 mm, y con la hipótesis de que la arcilla al 3% inhibe por

completo el efecto del aditivo, la fluidez residual de la pasta debería mostrar un valor aproximado de 55 mm aplicando la Ecs. (3). Sin embargo, todas las pastas a R W/C 0,60 con el 3% de Na-MNT y 0,05% spc de aditivo pierden más fluidez de la esperada, indicando que se experimenta un nivel de interferencia mayor al de la suma de los dos efectos interferentes individuales planteados (absorción de agua e inhibición del efecto dispersante).

4.- INTERACCIÓN PCE-ARCILLA

Con el objetivo de comprender la desviación de reducción de fluidez observada entre el dato experimental y el valor teórico definido por el modelo en las pastas de cemento a R W/C 0,60 con 3% de arcilla y 0,05% de aditivo, se realizan las curvas de fluidez de pastas de arcilla con aditivo (sin cemento) que se presentan en la Fig. 11(a).

Estas pastas se preparan con solución de poro de cemento, con una concentración de arcilla Na-MNT (A) del 20%. Sobre estas pastas, se obtienen los espectros XRD con Na-MNT (A) y PCE-1 en algunos puntos seleccionados (indicados en la Fig. 11(a)) para determinar la apertura del espacio inter-laminar. Pero a diferencia de lo publicado en la literatura disponible, en este caso las difracciones se realizan sobre las muestras en estado fresco (sin centrifugar para separar y posteriormente secar la fase sólida). La Figura 11(b) muestra los espectros XRD obtenidos.

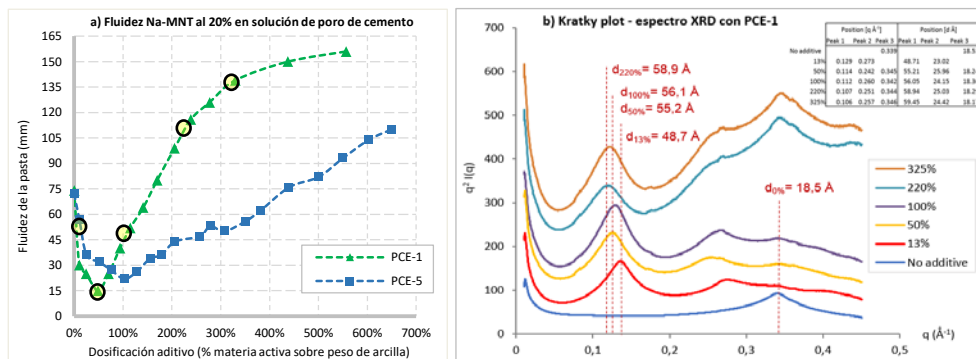


Figura 11. a) Curvas de fluidez de las pastas de arcilla. b) Espectros XRD en fresco.

Las curvas de fluidez arcilla-aditivo presentan una zona inicial donde la adición de PCE provoca incluso que la fluidez disminuya, hasta alcanzar una dosis específica a partir de la cual la fluidez ya empieza a incrementar. Esta dosificación umbral es claramente menor en el caso de PCE-1, mostrando un comportamiento coherente con los resultados de fluidez en pastas de cemento de la Fig.9 donde se ha observado una mayor sensibilidad en el PCE de cadenas laterales de mayor longitud.

Los resultados de apertura del espacio inter-laminar obtenidos por XRD muestran una dimensión muy superior a la que se registra cuando la difracción se realiza sobre muestras secadas [3]. Resulta evidente que el procedimiento seguido en este caso, realizando las

difracciones sobre pastas frescas, es más representativo de la situación real, por lo que podría poner en cuestión la representatividad de los resultados que se obtienen cuando las muestras de pastas de arcilla con aditivo se someten a centrifugación y secado.

Con los valores de $q(\text{\AA}^{-1})$ del espectro, se determina el valor d_{001} y la apertura del espacio inter-laminar d_{T-T} , considerando que el espesor de la lámina T-O-T es de $9,6 \text{\AA}$ [1]. A partir de este valor, puede estimarse el número de moléculas de agua y de cadenas de PEO contenidas en su interior. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 2, estimados a partir de las distancias de enlace C-O y O-H y la compresión que ejerce el puente de hidrógeno.

Tabla 2. Interpretación del espectro XRD de las pastas de arcilla con PCE-1

PCE-1 (% spa)	Datos del espectro XRD		Interpretación de valores	
	d -spacing, d_{001} (Å)	d_{T-T} (Å)	Unidades H_2O	Cadenas PEO
0%	19	9	3	-
13%	49	39	8	7
50%	55	46	9	8
100%	56	46	9	8
220%, 325%	59	49	9-11	8

A partir de las interpretaciones de la Tabla 2 se puede idealizar la disposición molecular en el interior del espacio inter-laminar, donde las cadenas de PEO intercaladas están flanqueadas por moléculas de agua. De este modo, se presenta el modelo de la Fig. 12(a), donde la unidad L_d constituida por una cadena de PEO y una molécula de agua coordinadas por puentes de hidrógeno se repite n veces hasta un valor de intercalación máximo ($n=8$ en este caso). A partir del valor máximo de n (a $d_{001}>55\text{\AA}$) la expansión del espacio inter-laminar se estabiliza, y la reducción de intensidad del primer pico a 220% y 325% (Fig. 10(a)) y la clara reaparición del pico original a $d_{001}=19\text{\AA}$ sugiere que la arcilla empieza a experimentar delaminación.

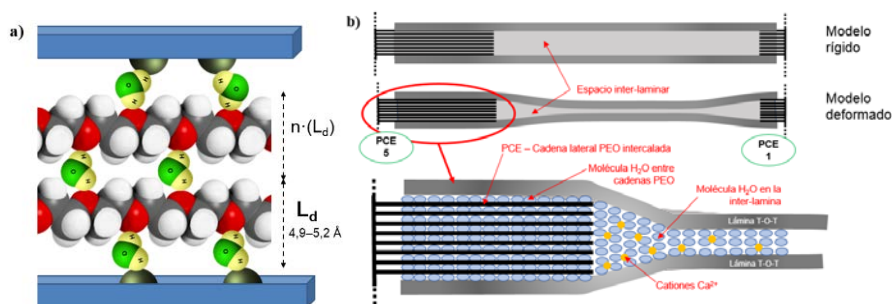


Figura 12. a) Curvas de fluidez de las pastas de arcilla. b) Espectros XRD en fresco.

La intercalación múltiple con hasta 8 cadenas laterales en un espacio tan reducido permite plantear que todas las cadenas intercaladas corresponden a la misma molécula de PCE. Esta

configuración de intercalación sería inviable con la intervención de varias unidades de PCE debido a los impedimentos estéricos entre los polímeros.

Con la modelización del mecanismo propuesto en la Fig. 12(b) se deduce que en la zona de intercalación el número de moléculas de agua absorbidas incrementa hasta 3 veces, lo que permite explicar la desviación de pérdida de fluidez observada en la Fig. 10 a partir de un proceso de sobre-absorción provocado por la intercalación múltiple de cadenas laterales, que es mayor cuanto mayor es la longitud de las cadenas laterales.

La expansión inter-laminar provocada por las cadenas intercaladas se experimenta en la parte más superficial de la arcilla. De este modo, como se ilustra en la Fig. 12(b), la arcilla podría presentar un modelo rígido, en el cual la separación entre láminas es equivalente en todo el plano, o un modelo deformado, en el que la apertura provocada por el PCE va contrayéndose hasta los 19Å (con solamente 3 moléculas de agua). Inicialmente el modelo rígido parecería el más lógico, pero la reaparición del pico correspondiente a 19Å a partir del 50% de aditivo (cuya intensidad aumenta a dosis superiores) y la pérdida de agudeza del pico principal con el aumento de aditivo (relacionado con deformaciones de la estructura laminar) [3] son más coherentes con el modelo deformado.

5.- CONCLUSIONES

La interpretación de los resultados de los ensayos permite extraer las siguientes conclusiones:

- El efecto interferente sobre la fluidez asociado a la absorción de agua de Na-MNT se ha descrito matemáticamente, permitiendo aislar este efecto del provocado por el aditivo.
- Con el modelo teórico de absorción de agua de Na-MNT se identifica la sobre-absorción de moléculas de agua que promueve la intercalación múltiple de cadenas de PEO en el espacio inter-laminar.
- El espectro XRD sugiere que se intercalan de forma simultánea hasta 8 cadenas de PEO, coordinadas por moléculas de agua dispuestas entre cada cadena y entre la superficie interna del espacio, describiendo una secuencia repetitiva H₂O-PEO.
- Se han observado diferencias relevantes entre los valores de d_{001} obtenidos con XRD de pastas frescas y con la fase sólida seca (por centrifugación y secado de las pastas). De confirmarse, significaría que en el procedimiento de centrifuga y/o secado se liberan cadenas de PEO absorbidas que arrastran también moléculas de agua fuera del espacio, restando representatividad a los resultados que se obtendrían.
- La hipótesis de la sobre-absorción de agua por la intercalación múltiple de cadenas de PEO permite explicar también por qué los PCE con cadenas laterales de mayor longitud experimentan un nivel de interferencia con arcillas mayor que los tipos con cadena corta.

Los modelos e hipótesis planteadas se ajustan al comportamiento observado con los materiales particulares empleados, y deberían ser validados con estudios complementarios.

REFERENCIAS

- [1] Domínguez, Schifter (1995). “Las arcillas: el barro noble”. Instituto Latinoamericano de la Comunicación Educativa. México DF (México).
- [2] Xing, Fang, Wang (2017). “Cement dispersion performance of superplasticizers in the presence of clay and interaction between superplasticizers and clay”. *Advances in Cement Research*, vol. 29, issue 5, pág. 194-205. Hefei (China).
- [3] Plank (2012). “Interaction mechanism between Na-montmorillonite clay and MPEG-based polycarboxylate superplasticizers”. *Cement and Concrete Research* vol. 42, pág. 847-854. Technische Universitat Munich, Garching (Alemania).

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Protocolo de valorización de residuos en la fabricación de materiales de base cemento: sedimentos dragados como componente de hormigón autocompactante

F. Rozas ⁽¹⁾, A. Castillo ⁽¹⁾, I. Martínez ⁽¹⁾ y M Castellote ⁽¹⁾

(1) Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5637>

RESUMEN

La incorporación de los materiales procedentes del dragado como materia prima en la industria de la construcción es uno de los principales objetivos del sector, dada la creciente demanda de este tipo de materiales y la cada vez mayor escasez de los recursos procedentes del interior. La mayor parte de las investigaciones realizadas se han centrado en la reutilización de residuos industriales y de demolición, sin embargo, el uso de materiales procedentes de dragado no ha sido tan ampliamente estudiado y no se han encontrado protocolos para evaluar de forma sistemática su viabilidad como materia prima en la fabricación de materiales con base cemento. En este sentido, el principal objetivo de esta investigación es el diseño de un protocolo que permita evaluar la idoneidad de un residuo procedente de un puerto español como componente de un hormigón autocompactante (SCC). Para ello se realizará un completo análisis químico, mineralógico y granulométrico del sedimento y, una vez comprobada su idoneidad, el éxito de su inclusión como parte del SCC se estudiará mediante ensayos de durabilidad y de compatibilidad medioambiental. Estos ensayos mostrarán que las propiedades del SCC obtenido están de acuerdo con las esperadas para uno convencional fabricado con filler silíceo normal.

PALABRAS CLAVE: Protocolo, valorización de residuo, material base cemento, sedimento dragado, hormigón autocompactante.

1.- INTRODUCCIÓN

Aunque la investigación en el área de la reutilización de materiales para la fabricación SCC se inició en la última década, se ha podido comprobar cómo ha experimentado un incremento considerable durante los últimos años dando lugar a interesantes contribuciones [1-3]. La elección de este tipo de hormigones se debe principalmente a las características fisicoquímicas y granulométricas del material dragado, que lo hacen susceptible para esta finalidad, así como a sus propiedades especiales: fluye bajo su propio peso sin necesidad de vibrado, autonivelándose por sí mismo, reduciendo la mano de obra y ruido. A estos

beneficios medioambientales también hay que unir que el uso de este hormigón permite una mayor flexibilidad en el diseño de los elementos estructurales aportando considerables mejoras en los acabados superficiales.

Por otro lado, la mayor parte de las investigaciones realizadas se han centrado en la reutilización de residuos industriales y de demolición, sin embargo, el uso de materiales procedentes de dragado no ha sido tan ampliamente estudiado.

El interés en la elección de los sedimentos dragados como materia prima se debe, en parte, a su abundancia. Una de las principales actividades industriales que se realizan en las zonas costeras son las operaciones de dragado. Estas operaciones son esenciales para facilitar la navegación en los puertos comerciales y los puertos deportivos, así como para la construcción de instalaciones portuarias, paliar inundaciones y retirar sedimentos de estructuras, dársenas y tomas de agua. Actualmente se dragan varios cientos de millones de metros cúbicos de sedimento en todo el mundo. La elevada disponibilidad, unida a las exigencias de los Convenios Internacionales de Protección del Medio Marino y la mayor sensibilidad medioambiental han hecho que el material dragado pueda y deba ser considerado como un recurso valioso y no como un residuo o material de desecho. Todos estos factores han llevado a una evolución en la gestión de los sedimentos dragados, en el sentido de potenciar la reutilización de los mismos frente a la opción de vertido al mar que, tradicionalmente, ha sido mayoritaria.

La ausencia de protocolos para evaluar la viabilidad de un sedimento dragado como materia prima en la fabricación de materiales con base cemento y la creciente demanda en el uso de hormigones con propiedades especiales han originado la necesidad de llevar a cabo estudios que, de forma sistemática, establezcan los análisis a los que tiene que ser sometido el material, así como los ensayos que hay que realizar sobre el hormigón fabricado para comprobar la validez de la solución planteada.

2.- PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1.- Protocolo para la evaluación de la valorización del residuo.

El esquema propuesto y diseñado para evaluar la viabilidad de utilización de un material de desecho para ser incorporado como materia prima en materiales de base cemento se detalla a continuación:

Etapa 1: En primer lugar, el sedimento debe someterse a un minucioso análisis químico y mineralógico para establecer su compatibilidad con el material en base cemento.

Etapa 2: Si la composición de los residuos es compatible con un material con base cemento, se debe realizar una caracterización exhaustiva de los posibles elementos de naturaleza peligrosa o tóxica que pudiera tener. Por ello es necesario evaluar su ignición, corrosividad, reactividad o toxicidad. En caso de que no se cumplan estos requisitos es necesario analizar las posibilidades existentes para su remediación, como, por ejemplo, las técnicas electrocinéticas [4-6]. Esto mismo sucede para componentes que no son peligrosos

pero que para el uso en el hormigón genera problemas de diferentes tipos, como por ejemplo el cloruro. [7-9].

Etapa 3: En esta etapa se lleva a cabo una caracterización granulométrica completa del material para estudiar sus diferentes tamaños de partícula.

Etapa 4: Una vez comprobada la compatibilidad y la ausencia de contaminación en el material, en función de su composición y granulometría, se establecen las mejores opciones para reutilizar el material en la fabricación del hormigón.

Etapa 5: Diseño final del material con inclusión de la mayor cantidad de sedimento posible.

Etapa 6: Una vez diseñado el hormigón se debe caracterizar tanto en estado fresco como en endurecido para comprobar que se cumplen con los requerimientos de resistencia mecánica, durables y de compatibilidad medio ambiental.

Este esquema de reutilización se muestra en la Fig 1.

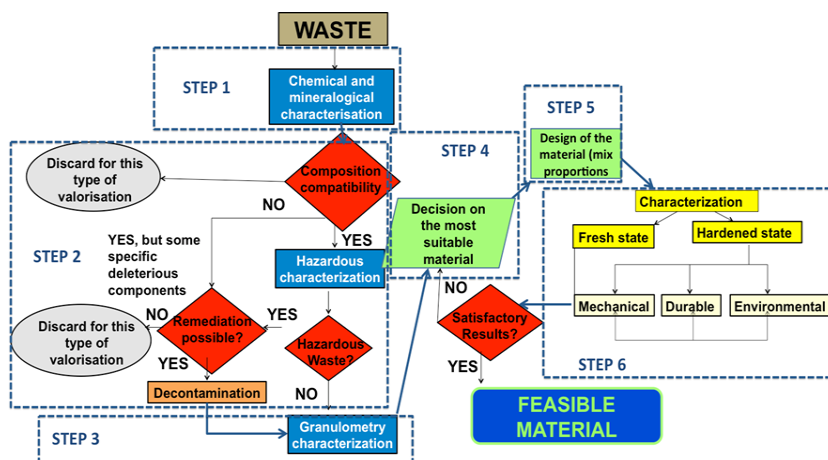


Figura 1. Esquema del protocolo de evaluación de la viabilidad del residuo para su uso en material en base cemento. [26].

2.2.- Caracterización del material dragado.

La caracterización completa se realizó siguiendo las directrices de trabajos anteriores y de acuerdo con recomendaciones establecidas para este tipo de materiales [10-13]. La composición elemental del sedimento se llevó a cabo por análisis químico. La determinación mineralógica se realizó por difracción de rayos X y la fracción en peso seco se determinó por pérdida de peso a 105° C.

Por otro lado, se realizó la caracterización física (análisis granulométricos) y la determinación del contenido orgánico total (TOC). Para la distribución del tamaño de partícula se siguió lo establecido para suelos por tamizado [14] y el contenido de carbono orgánico total (TOC) fue estimado por pérdida de ignición, calentando la muestra durante 15 minutos a la temperatura de 950° C ± 25° C y con determinación gravimétrica recomendada para volúmenes de dragado pequeños.

Se reservó la fracción con un tamaño de partícula inferior a 63 μm para evaluar la presencia de metales pesados, hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP), plaguicidas organofosforados y otros compuestos orgánicos clorados.

2.3.- Fabricación de los hormigones.

El hormigón se fabricó con cemento de tipo I 42,5R sin adiciones. Otros componentes, aparte del sedimento, fueron agua, arena y agregados gruesos silíceos. Se trabajó con tres mezclas diferentes. Su composición se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Componentes de las mezclas.

Mezcla (kg/m^3)	A	B	C
Cemento I 42,5 R	420	450	450
Material dragado	73	80	100
Agua	205	202	202
a/c	0,5	0,5	0,45
Arido silíceo (6/12)	717	676	667
Arena silícea (0/6)	850	870	859
Aditivo I	9,2	7,1	
Aditivo II			7,43

2.4.- Caracterización del hormigón.

En estado fresco, la fluidez del hormigón se caracterizó mediante el ensayo de consistencia con el cono de Abrams [15] y el de escurrimiento para SCC según norma UNE EN 12350-8 [16]. La densidad del hormigón fresco se midió de acuerdo con la norma UNE EN 12350-6 [17] y el aire ocluido según la norma UNE EN 12350-7 [18].

En estado endurecido, se llevaron a cabo ensayos mecánicos, de compatibilidad medioambiental y de durabilidad. Desde el punto de vista mecánico se determinó la resistencia a la compresión [19]. Para evaluar la compatibilidad medioambiental se realizaron ensayos de lixiviación [20], poniendo al hormigón en contacto con un agente lixivante para extraer sus componentes principales y analizando el residuo sólido de acuerdo con [21,22]. Por otro lado, las propiedades de durabilidad se determinaron mediante análisis de porosidad, distribución de tamaño de poro y densidad por porosimetría de intrusión de mercurio (MIP). Además, las fases cristalinas del hormigón se analizaron por difracción de rayos X utilizando un difractómetro modelo D8 Advance de Bruker AXS. Otro indicador de durabilidad es la resistividad eléctrica, que se midió mediante un resistímetro comercial. Además, se realizaron dos ensayos diferentes para evaluar las propiedades de transporte a través de la matriz cementicia: el primero fue la medición de los coeficientes de difusión de cloruro estacionario y no estacionario y el otro fue la absorción capilar. Los coeficientes de difusión de cloruros en estado estacionario (Ds) y no estacionario (Dns) se determinaron usando el método multi-régimen [23]. El segundo fue la medida de la absorción de agua del hormigón endurecido por absorción capilar [24].

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Caracterización química y mineralógica del material dragado.

La composición elemental del sedimento original y las fracciones menores de 2 mm y menores de 63 μm (arena + fracciones fina) se muestra en la Tabla 2, donde se puede ver que el componente principal es óxido de silicio seguido de carbonato de calcio. En todas las fracciones analizadas se determinó la pérdida de material por calcinación (LOI, pérdida de ignición) calentando la muestra durante 15 minutos a la temperatura de $950^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$. La composición del material dragado se pudo confirmar por difracción de rayos X, apreciando cuarzo y calcita como componentes principales. También se pudieron identificar silicatos de hierro y magnesio, junto con dolomita, sulfato de hierro titanio, cloruros complejos, hierro y algo de arcilla (chamosita) en pequeñas proporciones. Se buscaron específicamente arcillas expansivas del grupo de filosilicatos (montmorillonita, saponita, nontronita y sepiolita bentonita, entre otras), no habiendo sido identificadas en ningún momento. En base a estos resultados se pudo afirmar la total compatibilidad del sedimento con materiales con base cemento.

Tabla 2. Componentes del sedimento [26].

	Sedimento original	<2 mm	<63 mm
SiO ₂	70,6	71,9	68,5
Al ₂ O ₃	5,1	4,7	5
FeO	2,3	2,2	2
CaO	0	0	0
CaO ₃ (%)	26,3	27,4	34,2
MgO	2,3	2,6	2,1
Na ₂ O	1,5	1,2	0,63
K ₂ O	2	1,1	1,6
TiO ₂	0,24	0,24	0,43
SO ₂	0,11	0,07	0,11
Pérdida de material por calcinación	16	16	20
Humedad	21,9		
Concentración de sólidos	78,1		
TOC(%)		4,1	

3.1.- Caracterización en cuanto a contenido en sustancias tóxicas.

En cuanto a las sustancias tóxicas la caracterización química de los contaminantes se realizó sobre la fracción menor de 63 μm , que es donde se acumulan normalmente. Los resultados obtenidos por el ICP-AES se muestran en la Tabla 3. En esta tabla se puede apreciar que el sedimento corresponde a la Categoría I establecida en [10], excepto en el caso del cadmio, con una concentración correspondiente a la categoría ligeramente más contaminada. Además, el análisis bacteriológico sobre el sobrenadante del agua en el sedimento dio un recuento total de bacterias de coliformes: 0 ufc / 100 ml y también para el estreptococo fecal: 0 ufc / 100 ml. Por lo tanto, el material puede considerarse como no peligroso y no es necesario un paso previo de descontaminación antes de proceder a su reutilización.

Tabla 3. Caracterización toxicológica. [26].

mg/kg	< 63 μ m	Nivel 1	Nivel 2
Mercurio	0,21	0,6	3
Cadmio	1,5	1	5
Plomo	11	12	600
Cobre	8,5	100	400
Zinc	150	500	3000
Cromo	30,5	200	1000
Níquel	9,5	100	400
PCB	< 0,03	0,03	0,1
Arsénico	6,6	80	200
Aceites y grasas	502		
Pesticidas orgánicos clorados	< 0,05 (cada uno)		
Compuestos orgánicos extraíbles			
PAHs	< 0,05 (cada uno)		
Pesticidas organofosforados	< 0,5 (cada uno)		
Compuestos orgánicos de estaño	< 0,01 (cada uno)		
Hidrocarburos de petróleo totales	< 5		

3.3.- Caracterización granulométrica.

El estudio de la distribución granulométrica del sedimento dragado se realizó por sedimentación, obteniéndose depósitos pertenecientes a las fracciones de arena situadas entre 2 mm y 63 μ m (94%). La fracción de arcilla y limo alcanza el 5%. Los valores obtenidos en el análisis granulométrico del sedimento se compararon con los valores límite de los agregados finos para el hormigón [25] y del relleno para los SCC con el objetivo de comprobar su viabilidad.

3.4.- Decisión sobre el material más adecuado, incluido el residuo, que se realizará

Teniendo en cuenta la composición del sedimento, pero principalmente sus características granulométricas se ha elegido como primera opción el hacer un SCC ya que aportaría grandes cantidades de finos. Esta decisión también ha sido motivada por la novedad, como se ve en la búsqueda bibliográfica, y por el alto valor añadido que supondría.

3.5.- Diseño del material

En base a los resultados de las etapas anteriores se pudo concluir que el material dragado podría ser utilizado como una sustitución parcial de agregados finos o como pseudo-filler, con la adición de más finos. Los resultados de cada una de estas opciones se detallan a continuación.

Ensayos utilizando el sedimento como sustitución del agregado fino: En primer lugar se comenzó con una sustitución del 8% del agregado fino por sedimento dragado, en relación con un hormigón convencional. En estado fresco el comportamiento de este hormigón era bastante bueno, sin embargo, debido al alto contenido de finos y su alta demanda de agua, la mezcla no presentaba una adecuada cohesividad. Este comportamiento se confirmó con los datos obtenidos en la resistencia a la compresión medida a la edad de 28 días que mostraron valores promedio de 34 MPa, siendo los previsibles para hormigón convencional próximos a 40 MPa.

Ensayos que utilizan el sedimento como relleno: En función de los resultados obtenidos en estos ensayos preliminares y considerando que las soluciones a las que se llegaron no eran del todo satisfactorias se analizó la posibilidad de reutilizar el material como parte del filler, en lugar de hacerlo reemplazando el árido fino. El comportamiento observado para las primeras mezclas fue muy cercano a la consistencia de un SCC pero sin alcanzar completamente la autonivelación debido al alto grado de cohesión. Posteriormente, se realizaron más pruebas utilizando 450 Kg de cemento con una relación a/c de 0,45 y 100 Kg de material de dragado. El porcentaje de árido fue de 56% de arena y 44% de grava. Estas últimas mezclas se realizaron con un 1,7% en peso de cemento de aditivo policarboxilato, por lo que el hormigón obtenido fue extremadamente cohesivo y autocompactante con un escurrimiento de 56 cm.

3.6.- Caracterización del SCC diseñado

Como se ha señalado anteriormente, el SCC fabricado se caracterizó tanto en estado fresco como en estado endurecido. La caracterización en estado fresco del se realizó mediante la determinación de la consistencia, contenido de aire, densidad y fluidez. Los resultados se muestran en la Tabla 4. En esta tabla también se representan los resultados de resistencia a la compresión del hormigón fabricado a la edad de 28 días.

Tabla 4. Caracterización en estado fresco y resistencia a la compresión.

Propiedad	Valor	Probeta Resistencia compresión (Mpa)	
Contenido de aire (%)	3	1	43,8
Densidad (g/cm ³)	2,23	2	45,1
Diámetro de scurrimiento (cm)	56	3	43,7
		Media	44,2

Desde el punto de vista medioambiental, a pesar de que el sedimento fue previamente analizado y clasificado como Categoría I, se realizó el ensayo de lixiviación [20]. Todos los resultados obtenidos de lixiviación de metales se situaron dentro de los límites establecidos en la regulación de la eliminación de residuos por vertedero [27].

En relación con la durabilidad, los parámetros obtenidos por porosimetría de intrusión de mercurio (porosidad total, diámetro medio de poro y densidad aparente) se muestran en la Tabla 5. Los valores obtenidos mostraron una porosidad media de 9.12%, valores acordes con los esperados para un hormigón fabricado con un filler normal de naturaleza silíceo. En los difractogramas obtenidos por difracción de rayos X se pudo comprobar la ausencia de fases cristalinas perjudiciales para el hormigón. Otro indicador de durabilidad del hormigón es la resistividad eléctrica. En este caso, los valores medios obtenidos en diferentes muestras de hormigón fueron de 49 KΩ•cm, correspondientes a hormigones de alta durabilidad.

En la Tabla 5 también pueden verse los resultados de los ensayos de transporte a través de la matriz de cemento, es decir, los coeficientes de difusión de cloruros en estado estacionario y no estacionario. Estos resultados, junto con los valores correspondientes a la

medida de la absorción capilar, son indicativos de materiales con muy buena resistencia a la penetración de agua y al movimiento de especies en su interior.

Tabla 5. Caracterización micro-estructural y coeficientes de difusión de cloruros.

	Porosidad total	Diámetro medio de poro (4					
	(%vol.)	V/V) (μm)	Densidad (g/cm^3)	Ds (cm^2/s)	Dns (cm^2/s)	Alpha	
Muestra 1	8,74	0,0437	2,269	Muestra 1	1,21 E-08	8,28 E-08	0,146
Muestra 2	9,64	0,0394	2,203	Muestra 2	1,03 E-08	1,09 E-07	0,094
Media	9,12	0,041	2,236	Media	1,12 E-08	9,61 E-08	0,12
COV(%)	6,92	7,32	2,08	COV(%)	11,07	19,62	30,37

Los resultados obtenidos se evaluaron de acuerdo con los indicadores de durabilidad descritos en "Diseño de hormigón para una vida útil determinada de la estructura" [28] y se representaron en la Tabla 6. Los coeficientes de difusión determinados corresponderían con un hormigón de durabilidad intermedia, no obstante, estos valores indican poca afinidad del material por los iones cloruro. De forma global, teniendo en cuenta los resultados de los diferentes ensayos, se puede decir que el hormigón fabricado presenta unas características que están completamente de acuerdo con las esperadas de un hormigón convencional diseñado con un filler silíceo normal.

Tabla 6. Indicadores de durabilidad.

Indicadores de durabilidad	Resultados experimentales	Rango de evaluación
Porosidad Total (% vol.)	9,19	ALTO-MEDIO
Resistividad Eléctrica (k Ωcm)	49,3	ALTO
Coefficiente Difusión (Ds) (cm^2/s)	1,12 E-08	MEDIO
Coefficiente Difusión (Dns) (cm^2/s)	9,6 E-08	MEDIO

4.- CONCLUSIONES

En primer lugar, en este trabajo se ha demostrado la viabilidad del diseño de un protocolo de para evaluar la posibilidad de incluir un sedimento dragado en la producción de un material con base cemento estructural. Posteriormente, este protocolo se ha aplicado a un caso real y se ha podido comprobar la idoneidad de un sedimento dragado obtenido de un puerto español como materia prima en la fabricación de un SCC con propiedades similares a las que tendría un hormigón fabricado con materiales convencionales.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación formó parte del proyecto CLEAM CENIT patrocinado por el Centro Español de Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI) dentro del programa CENIT y ha sido posible gracias al apoyo económico del CDTI y A.I.E. (Asociación de Interés Económico) CLEAM-CENIT. Mención especial a DRAGADOS, que fue el responsable de la coordinación industrial de la tarea en la que se desarrolló este trabajo. Los autores también agradecen al Ministerio de Economía y Competitividad la financiación aportada por el proyecto BIA 2011-25653 " TELEPASSCLOR " otorgado en el marco del Plan Nacional de I + D + i.

REFERENCIAS

- [1] Zaitri, R. Bederina, M. Bouziani, T. Makhloufi, Z, Hadjoudja, M. Development of high performances concrete based on the addition of grinded dune sand and limestone rock using the mixture design modelling approach. *Construction and Building Materials* 60, (2014) 8-16.
- [2] Yan, D. Y. S. Tang, I. Y. Lo, I. M. C. Development of controlled low-strength material derived from beneficial reuse of bottom ash and sediment for green construction, *Construction and Building Materials* 64, (2014) 201-207.
- [3] Madurwar, M. V. Ralegaonkar, R. V. Mandavgane, S. A. Application of agro-waste for sustainable construction materials: A review, *Construction and Building Materials* 38, (2013) 872-878.
- [4] Castellote, M. Andrade, C. Alonso, C. Electrochemical removal of chlorides - Modelling of the extraction, resulting profiles and determination of the efficient time of treatment, *Cement and Concrete Research* 30 (2000).
- [5] Rozas, F. Castellote, M. Electrokinetic remediation of dredged sediments polluted with heavy metals with different enhancing electrolytes, *Electrochimica Acta* 86, (2012)102-109.
- [6] Mulligan, C. N. Yong, R. N. Gibbs, B. F. Surfactant-enhanced remediation of contaminated soil: a review, *Engineering Geology* 60, (2001) 371-380.
- [7] Castellote, M. Ordonez, M. Andrade, C. Zuloaga, P. Navarro, M. Electrochemical treatment to condition contaminated EAFD as addition to immobilisation mortar in low level waste concrete containers, *Corrosion Engineering Science and Technology* 46 (2011).
- [8] Montero, N. Belzunce-Segarra, M. J. Gonzalez, J. L. Menchaca, I. Garmendia, J. M. Etxebarria, N Nieto, O. Franco, J. Application of Toxicity Identification Evaluation (TIE) procedures for the characterization and management of dredged harbor sediments, *Marine Pollution Bulletin* 71, (2013) 259-268.
- [9] Castellote, M. Andrade, C. Alonso, C. Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber - Comparison with natural diffusion tests, *Cement and Concrete Research* 31 (2001).
- [10] Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medioambiente. Puertos del Estado. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (2015).
- [11] Casado-Martinez, M. C. Buceta, J. L. Belzunce, M. J. Delvalls, T. A. Using sediment quality guidelines for dredged material management in commercial ports from Spain, *Environment International* 32, (2006)388-396.
- [12] Casado-Martinez, M. C. Buceta, J. L. Forja, J. M. DelValls, T. A. Interlaboratory assessment of marine bioassays to evaluate the environmental quality of coastal

- sediments in Spain. I. Exercise description and sediment quality, *Ciencias Marinas* 32, (2006) 121-128.
- [13] Casado-Martínez, M. C. Forja, J. M. DelValls, T. A. A multivariate assessment of sediment contamination in dredged materials from Spanish ports, *Journal of Hazardous Materials* 163, (2009) 1353-1359.
- [14] UNE 103 101. Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- [15] UNE EN 12350-2. Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.
- [16] UNE EN 12350-8. Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento.
- [17] UNE EN 12350-6. Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad.
- [18] UNE EN 12350-7. Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión.
- [19] UNE-EN 12390-3. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- [20] EN 12457-2: 2002. Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 2: Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 4 mm (con o sin reducción de tamaño).
- [21] UNE ENV 12506. Caracterización de residuos. Análisis de eluatos. Determinación del pH, As, Ba, Cd, Cl⁻, Co, Cr, Cr VI, Cu, Mo, Ni, NO₂⁻, Pb, S total, SO₄²⁻, V y Zn.
- [22] UNE ENV 13370. Caracterización de residuos. Análisis de eluatos. Determinación de amoníaco, AOX, conductividad, Hg, índice de fenoles, TOC, CN⁻ fácilmente liberable y F⁻
- [23] UNE 83987-2009. Durabilidad del hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de los coeficientes de difusión de los iones cloruro en el hormigón endurecido. Método multirrégimen.
- [24] UNE 83982: 2008. Durabilidad del hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la absorción de agua por capilaridad del hormigón endurecido. Método Fagerlund.
- [25] Spanish Code on Structural Concrete EHE-08.
- [26] Rozas, F. Castillo, A. Martínez, I. Castellote, A. Guidelines for assessing the valorization of a waste into cementitious material: dredged sediment for production of self-compacting concrete. *Materiales de Construcción*. Vol.65 (2015) Issue 319.
- [27] Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- [28] AFGC (Asociación francesa de ingeniería civil) Concrete design for a given structure service life.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Empleo de residuos de industria cementera y arrocera en micro-hormigón para paneles de viviendas de interés social en Uruguay

B.S. Sabalsagaray ⁽¹⁾, A.G. Boiani ⁽²⁾ y G. Rodríguez de Sensale ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Aglomerantes, Agregados y Hormigones, IEM, Universidad de la República, Uruguay.

⁽²⁾ Agencia Nacional de Vivienda, Uruguay.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5936>

RESUMEN

Sistemas constructivos no tradicionales como el denominado Emmedue (M2) se utilizan actualmente en Uruguay para viviendas de interés social con subsidio gubernamental. Este sistema se basa en el empleo de paneles auto-portantes formados por poliestireno expandido y malla de acero cuyo diseño les permite recibir micro-hormigón en obra. La ceniza de cáscara de arroz y el polvo de electro-filtro de industria cementera son residuos muy abundantes en nuestro país sin aplicación específica. Por eso en este trabajo a partir de un micro-hormigón convencional y uno de alto desempeño, se estudia la variación de la resistencia a compresión cuando se realizan mezclas binarias sustituyendo 10, 20 y 30% de cemento por estos residuos, luego se estudia la incidencia económica que se produce por su empleo en la construcción de viviendas dúplex de 2 y 3 dormitorios, basadas en el sistema M2 manteniendo la resistencia a compresión del micro-hormigón no inferior a 25MPa. Los resultados alcanzados permiten concluir que hay porcentajes óptimos de sustitución de cemento por las adiciones estudiadas que producen beneficios económicos y medioambientales con su empleo.

PALABRAS CLAVE: micro-hormigón; ceniza de cáscara de arroz; polvo de electrofiltro; resistencia a compresión; costes.

1.- INTRODUCCIÓN

Sistemas constructivos no tradicionales se están utilizando actualmente en Uruguay para construcción de viviendas de interés social con subsidio gubernamental. Tal es el caso de un sistema denominado Emmedue (M2) que se basa en el empleo de paneles auto-portantes formados por poliestireno expandido y malla de acero cuya morfología de diseño les permite recibir micro-hormigón proyectado en obra.

En el sistema M2 para permitir la proyección del hormigón (en especial sobre el panel vertical y el inferior de la losa) se limita la granulometría del agregado, de allí que se emplea micro-hormigón ya que no contiene agregado grueso, requiriendo una elección y

control adecuado de materiales constitutivos, métodos de dosificación y elaboración para alcanzar los requerimientos esperados. El espesor del micro-hormigón proyectado en cada una de las caras de los paneles verticales del sistema M2 se indica como mínimo de 3cm, siendo en la práctica de 3,5cm; mientras que en los paneles losa son de 5cm y 3cm para las carpetas de compresión y flexión, respectivamente; siéndole exigida una resistencia mínima a compresión al micro-hormigón de 25 MPa a los 28 días de edad [1].

La ceniza de cáscara de arroz y el polvo de electro-filtro de industria cementera son residuos muy abundantes en nuestro país que no tienen aplicación específica y generan serios problemas medio-ambientales. Por ello, el objetivo del trabajo es encontrar una aplicación para estos residuos, sustituyendo parte de cemento por ellos, sin comprometer las características mecánicas de los paneles habitualmente construidos con el sistema M2 a los efectos de reducir los costos de producción de las viviendas de interés social con subsidio gubernamental.

Por eso en este trabajo, primeramente, a partir de un micro-hormigón convencional y uno de alto desempeño, se estudia la variación de la resistencia a compresión a los 28 días de edad cuando se realizan mezclas binarias sustituyendo entre el 10 y el 30% de cemento por los dos residuos a emplear. Luego se estudia la incidencia económica que se produce con dichos micro-hormigones en la construcción de viviendas dúplex de 2 y 3 dormitorios, basadas en el sistema de paneles M2 manteniendo la resistencia a compresión del micro-hormigón no inferior a 25MPa.

2.- PLANEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.- Materiales

Los materiales componentes del micro-hormigón son básicamente los mismos que los de un hormigón, excepto que no tiene agregado grueso, o sea contiene: cemento Pórtland, agregados finos, agua, adiciones y aditivos. Por ello a continuación se presentan los materiales empleados junto con consideraciones tomadas para su elección a los efectos de su empleo en el sistema M2.

Cemento Portland: tipo I normal (CPN) cuyas características se presentan en la tabla 1.

Aditivo: Al elaborar micro-hormigón para proyectar en el sistema M2 la elección de un superplastificante bueno y eficaz es crucial, siendo importante estudiar la compatibilidad entre el cemento, el aditivo a emplear y el logro de una consistencia adecuada para el equipo de proyección que se emplea en dicho sistema, ya que se limita el rango del asentamiento obtenido con el ensayo de cono de Abrams (12 a 18 cm) [2, 3]. Para ello se usaron los métodos simplificados que se utilizan con mayor frecuencia: el de mini-asentamiento (minislump) y el del cono Marsh [4], siendo seleccionado un aditivo superplastificante basado en policarboxilatos con densidad de 1.10kg/l para ser empleado en los micro-hormigones de este trabajo.

- Agregado: fino, siendo una arena de río con tamaño máximo 4,75 mm, peso específico 2,55 y módulo de finura de 2,62.
- Adiciones: se estudian dos residuos industriales locales que no tienen aplicación específica en Uruguay: polvo de electro-filtro (PEF) de una industria cementera nacional y ceniza de cáscara de arroz proveniente de quema de cáscara de arroz para generación de energía eléctrica (CCA) la cual es parcialmente cristalina. En la tabla 1 se presentan sus características, siendo determinado el Índice de Actividad Puzolánica [5], IAP, con el cemento empleado. Es de observar que la CCA es puzolánica [6], su IAP es mayor de 75%, mientras que el PEF no lo es pero cumple con las características de un filler [7].
- Agua: potable proveniente de red de abastecimiento local.

Tabla 1. Características físicas y químicas del cemento y las adiciones empleadas

	CPN	PEF	CCA
<u>Propiedades físicas</u>			
Masa espec. absoluta, kg/m ³	3140*	2750	2160
Superficie específica, Blaine, m ² /kg	325 *	687	892
<u>Análisis químico, %</u>			
Óxidos de sílice (SiO ₂)	20 *	12	83
Óxido de aluminio (Al ₂ O ₃)	4,9 *	2,8	<2
Óxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	3,62 *	1,7	0,24
Óxido de calcio Total (CaO)	61,5 *	46	0,29
Óxido de magnesio (MgO)	2,81 *	1,9	0,13
Óxido de manganeso (MnO)	-	0,28	0,25
Óxido de sodio (Na ₂ O)	0,29 *	-	-
Óxido de potasio (K ₂ O)	1,08 *	<2	2
Óxido de azufre (SO ₃)	1,79 *	0,37	0,02
Óxido de fósforo (P ₂ O ₅)	-	-	0,78
Óxido de cal libre (CaO)	1,10 *	-	-
Pérdida al fuego	0,01 *	33	11,01
Índice de Actividad Puzolánica (IAP), %	100	57	81

* datos suministrados por el fabricante

2.2.- Dosificación

Se realizaron en un mezclador distintos micro-hormigones con cemento, las adiciones, agua y aditivo. Se trabajó con relaciones agua/(CP+adición) de 0,50 y 0,36 para el micro-hormigón convencional (MH) y de alto desempeño (MHAD), respectivamente. La dosificación básica de los micro-hormigones sin adición se presenta en la Tabla 2. Fueron estudiadas anteriormente para paneles en nuestro país [8]; luego se sustituyeron el 10%, el 20% y el 30% del peso del cemento por las adiciones, no alterando el contenido de aditivo en relación a la dosificación básica.

Tabla 2. Dosificación básica de los micro-hormigones estudiados

Denominación	Arena/CP	Agua/CP	CP (kg/m ³)	Arena (kg/m ³)	Agua (kg/m ³)	Aditivo (kg/m ³)
MH	3	0,50	536	1608	266	2,25
MHAD	2	0,36	707	1413	252	3

2.3. – Fabricación de probetas, realización de ensayos, selección de dosificaciones

Con las cantidades de materiales indicadas anteriormente se hicieron micro-hormigones en mezcladora de 3 velocidades siguiendo el procedimiento indicado en la norma UNIT ISO 679-2009[9]; se llenaron tres probetas de 40x40x160mm de cada dosificación, las cuales a las 24 horas se desmoldaron y colocaron en agua saturada con cal hasta los 28 días de edad; luego las probetas primeramente se rompieron a flexión y finalmente cada mitad se ensayó a compresión, siguiéndose la mencionada norma para todo ello. A los efectos del empleo de los micro-hormigones en paneles basados en el sistema M2 se seleccionaron aquellas dosificaciones cuya resistencia a compresión no fuera inferior a 25MPa [1].

2.4. – Cálculo de costes

Se calculó el coste por metro cúbico de cada uno de los micro-hormigones seleccionados. Los precios unitarios considerados para el cálculo fueron los de Uruguay en julio de 2017. El precio del cemento fue U\$ 0,28/kg; el de la arena U\$ 0,011/kg (U\$ 12,5/m³) y el del aditivo superplastificante de U\$ 8,40/kg. El polvo de electro-filtro usado, PEF, es un residuo de las industrias de cemento empleado esporádicamente en Uruguay como filler para hormigón autocompactante que no tiene adicional coste al productor de hormigón excepto el de su transporte de allí que se asume para el PEF el precio internacional del filler calizo cuyo coste es de U\$0,025/kg (U\$60/m³) [10]; la ceniza de cáscara de arroz residual uruguayo es un residuo de la producción de energía eléctrica en base al empleo de cáscara de arroz como biomasa, en Uruguay se producen 80 ton/día de CCA por lo que hay serios problemas con su deposición y su coste en el peor de los casos es el del transporte desde la empresa donde se produce a las fábricas de cemento, ya que en distintas oportunidades es cero para la segunda; asumiendo el precio internacional de la ceniza de cáscara de arroz china entre U\$80 y U\$300 (según sea cristalina o amorfa), en este trabajo se considerará el promedio para la CCA ya que es parcialmente cristalina, por lo que su coste será de U\$0,19/kg.

En la Figura 1 se presentan detalles de los paneles realizados con el sistema M2.

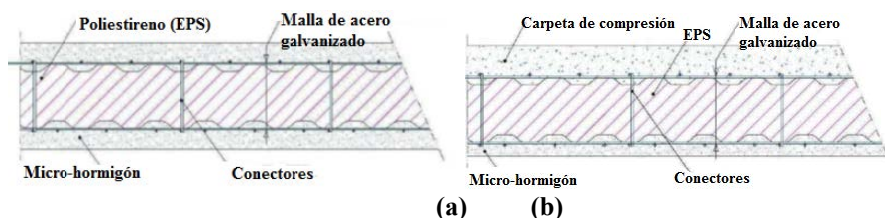


Figura 1. Detalles de paneles simples empleados como: (a) muros; (b) losas

Para el estudio de costes se seleccionaron viviendas de interés social de 2 y 3 dormitorios (2D y 3D, respectivamente), basadas en dicho sistema de paneles, cuyas plantas se presentan en la Figura 2.



Figura 2. Plantas de viviendas empleadas para el cálculo de costes: (a) 2D ; (b) 3D

Los espesores del micro-hormigón empleados en Uruguay para los paneles verticales (muros) son de 3,5cm mientras que para los horizontales (losa) son de 5cm y 3cm en las carpetas de compresión y tracción, respectivamente [1]. Se hizo el metraje de micro-hormigón necesario para las dos viviendas tipo seleccionadas en base al empleo de dichos espesores de micro-hormigón y se calculó el coste del mismo necesario para su construcción. A los efectos de extraer conclusiones se calculó también el coste de los micro-hormigones por MPa de resistencia a compresión.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Resistencia a compresión

La tabla 3 presenta los resultados de resistencia a compresión a los 28 días de edad de todos los micro-hormigones estudiados, siendo f_c el promedio de resistencia a compresión de 6 ensayos, σ la desviación estándar, CV el coeficiente de variación, MH el micro-hormigón convencional, MHAD el micro-hormigón de alto desempeño. Las sustituciones de cemento por adición se expresan luego del tipo de micro-hormigón, indicándose primeramente el porcentaje en peso y luego el nombre de la adición empleada. La variación de resistencia de cada tipo de micro-hormigón con adición en relación a la del que es realizado sólo con cemento, sin adición, se indica como Δf_c .

Tabla 2. Resultados obtenidos de resistencia a compresión a los 28 días de edad

Tipo	Sustitución (%)	f_c (MPa)	σ (MPa)	CV (%)	Δf_c (%)
MH	0	30,15	0,26	0,86	-
	10% CCA	31,30	0,18	0,56	+3,81
	20% CCA	27,62	0,21	0,77	-8,39
	30% CCA	22,11	0,04	0,19	-26,67
	10% PEF	25,45	0,63	2,45	-15,59
	20% PEF	25,76	0,19	0,75	-14,56
	30% PEF	26,20	0,16	0,60	-13,10
	0	43,08	0,15	0,36	-
	10% CCA	49,00	0,31	0,63	+13,74
MHAD	20% CCA	43,73	0,46	1,06	+1,50
	30% CCA	35,50	2,30	6,48	-17,60
	10% PEF	59,93	3,06	5,10	+39,11
	20% PEF	54,60	2,11	3,87	+26,74
	30% PEF	45,72	1,54	3,37	+6,12

Las dosificaciones estudiadas presentan resistencia a compresión mayor a 25 MPa, excepto el micro-hormigón convencional con sustitución de 30% de cemento por CCA, por lo que dicha dosificación no será considerada para los estudios de costes ya que no cumple la exigencia de resistencia del sistema M2.

Se observa claramente que en MH el empleo de adiciones disminuye la resistencia en relación a la referencia sin adición, excepto con 10%CCA donde aumenta escasamente,

mientras que en el MHAD la aumentan, excepto con 30% de CCA. Los resultados obtenidos muestran comportamientos muy diferentes de las adiciones según se trate de micro-hormigón convencional (MH) o de alto desempeño (MHAD) como lo muestra Δf_c , obteniéndose mejores resultados en MHAD que en MH lo cual posiblemente es debido a que su microestructura más compacta favorece el efecto puzolánico de la CCA y el filler del PEF.

3.2.- Cálculo de costes

En la tabla 3 se presenta el coste por m^3 de los micro-hormigones estudiados que cumplen el requisito de resistencia del sistema M2 (f_c mínima de 25MPa), su diferencia en % (Δ), el coste por MPa de resistencia de cada micro-hormigón, y finalmente los costes del micro-hormigón necesario para las viviendas de 2 y 3 dormitorios de la figura 2.

Tabla 3. Resultados obtenidos del estudio de costos

Tipo	Sustitución	U\$/m ³	Δ (%)	U\$/MPa	Costo en US\$	
					2D	3D
MH	0	172	-	5,7	2922	3387
	10% CCA	167	-2,80	5,34	2840	3292
	20% CCA	162	-5,60	5,87	2758	3196
	10% PEF	158	-7,95	6,22	2690	3117
	20% PEF	144	-15,90	5,61	2458	2848
	30% PEF	103	-40,13	3,93	1749	2027
MHAD	0	226	+31,41	5,24	3841	4451
	10% CCA	220	+27,73	4,48	3733	4326
	20% CCA	213	+24,02	4,87	3625	4200
	30% CCA	207	+20,30	5,83	3516	4075
	10% PEF	208	+20,92	3,47	3534	4096
	20% PEF	190	+10,47	3,48	3228	3741
	30% PEF	172	0,00	3,76	2922	3387

Con el empleo de las dos adiciones estudiadas los resultados obtenidos muestran claramente que se disminuyen los costes por m^3 del micro-hormigón convencional y de alto desempeño (MH y MHAD, respectivamente), siendo mayor la economía obtenida cuanto mayor es el porcentaje de sustitución de cemento por ellas.

Considerando la diferencia de coste entre cada dosificación con relación al MH sin adición (Δ), empleando adiciones en todas las dosificaciones de MH se reducen los costes mientras que en las de MHAD se incrementan, excepto con sustitución de 30% de cemento por PEF, donde se obtiene el mismo valor con MHAD que con el MH de referencia sin adición. Con 30% de sustitución de cemento por PEF se obtiene una economía considerable en el costo por m^3 del micro-hormigón convencional (cercana al 40%), mientras que cuando se emplea dicha sustitución en MHAD se obtiene el mismo coste que con MH sin adición.

Considerando el coste por MPa de resistencia en los MHAD, en todas las dosificaciones estudiadas, los costes disminuyen en relación al MH sin adición, siendo menores con PEF que con CCA, excepto con 30% de sustitución de cemento por CCA. No existen diferencias significativas de U\$/m³ entre los distintos porcentajes de empleo de PEF. En todos los micro-hormigones estudiados los costes menores por MPa se obtienen con 30% de sustitución de cemento por PEF no existiendo diferencia significativa entre MH y MHAD.

Desde el punto de vista medio-ambiental las mejores dosificaciones son aquellas en las que se utilizan las mayores cantidades de residuos, de allí que se obtienen con 30%PEF en MH, mientras que en MHAD con 30% de sustitución de cemento para cualquiera de las dos adiciones empleadas (CCA y PEF). Por este motivo el 30% de sustitución de cemento por PEF puede ser considerado el porcentaje óptimo, ya sea para micro-hormigón convencional como de alto desempeño, en base al coste por m³, por MPa y medio-ambiental de todos los micro-hormigones estudiados.

En base a los costes de los micro-hormigones necesarios para construir viviendas de 2D y 3D, presentados en las dos últimas columnas de la Tabla 3, sustituyendo el 30% de cemento por PEF desembolsando la misma cantidad de dinero se puede: (a) financiar igual cantidad de viviendas realizadas con MHAD que con MH, lo cual tiene grandes ventajas para el medio-ambiente; (b) en MH realizar el micro-hormigón de dos viviendas de 2D y una de 3D mientras que sin emplear adición sólo 2 viviendas de 2D; (c) con MH realizar el micro-hormigón de 3 viviendas de 3D mientras que sin emplear adición sólo de 2 viviendas de 3D; lo cual muestra las ventajas de su empleo en la construcción de viviendas de interés social con financiación gubernamental, pudiendo representar economías realmente significativas en planes de construcción de vivienda con apoyo estatal.

4.- CONCLUSIONES

Las conclusiones más relevantes del presente trabajo son las siguientes:

- Las dos adiciones residuales estudiadas, con características diferentes, siendo una puzolánica y otra no, pueden ser empleadas para micro-hormigón obteniéndose resistencias a compresión a los 28 días que cumplen el requisito indicado por el sistema M2 (fc mínima de 25 MPa), excepto con el 30% de sustitución de cemento por CCA en micro-hormigón convencional (MH).
- Los resultados obtenidos muestran comportamientos muy diferentes de las adiciones según se trate de micro-hormigón convencional (MH) o de alto desempeño (MHAD)
- Con el empleo de las dos adiciones estudiadas los resultados obtenidos muestran claramente que se disminuyen los costes por m³ del micro-hormigón convencional y de alto desempeño (MH y MHAD, respectivamente), siendo mayor la economía obtenida cuanto mayor es el porcentaje de sustitución de cemento por ellas.
- Con el 30% de sustitución de cemento por PEF se obtiene una economía considerable en el coste por m³ del MH (cercana al 40% del coste sin adición), mientras que cuando se emplea dicha sustitución en MHAD se obtiene el mismo coste que con MH sin adición.

- En todos los micro-hormigones estudiados los costes menores por MPa se obtienen con el 30% de sustitución de cemento por PEF, no existiendo diferencia significativa entre MH y MHAD.
- Desde el punto de vista medio-ambiental los mejores resultados se obtienen con 30% de PEF en MH, mientras que en los MHAD se obtienen con el mismo porcentaje de sustitución de cemento con las dos adiciones empleadas (CCA y PEF).
- El 30% de sustitución de cemento por PEF puede ser considerado el porcentaje óptimo, ya sea para micro-hormigón convencional como de alto desempeño, en base al coste por m³, por MPa y medio-ambiental de todos los micro-hormigones estudiados.

Los resultados presentados muestran la viabilidad del empleo de las adiciones estudiadas y las ventajas de su empleo, según se trate de MH u MHAD, en la construcción de viviendas de interés social pudiendo representar economías realmente significativas en planes de construcción de vivienda con apoyo gubernamental.

REFERENCIAS

- [1] Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente, Documento de Aptitud Técnica (DAT) del sistema Emmedue, Dirección Nacional de Vivienda (DINAVI-MVOTMA), DAT G-Serie 1: SC001/2012, (2012).
- [2] Advanced Building System, Sistema constructivo EMMEDUE: Especificaciones Técnicas, http://es.mdue.it/files/2012/06/Especificaciones_tecnicas.pdf
- [3] Méndez Lora, K.R., 'Paneles estructurales de poliestireno expandido: análisis energético en el clima tropical-húmedo de Santo Domingo y aplicado a la vivienda social (caso sistema Emmedue)', Tesis de Master, ETSAB, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España (2014).
- [4] Aitcin, P.C., 'High performance concrete', E & FN Spon, London, UK (1998).
- [5] UNIT 1035:1998, 'Materiales puzolánicos. Determinación de actividad puzolánica. Índice de actividad puzolánica con cemento. Instituto Uruguayo de Normas Técnicas (UNIT), Montevideo, Uruguay (1998).
- [6] UNIT 1047:1999, 'Materiales puzolánicos. Definiciones y requisitos. Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay (1999)
- [7] UNE EN 12620:2003+A1:2009, 'Aridos para hormigón', Asociación Española de Normalización (AENOR), Madrid, España (2009)
- [8] Rodríguez de Sensale, G., Rodríguez Viacava, I., Rolfi, R., Aguado, A., 'Micro-hormigón autocompactante con fibras de polipropileno'. IV Congreso iberoamericano sobre hormigón autocompactante, BAC2015, Porto, Portugal, 10p, (2015).

- [9] UNIT-ISO 679:2009 (ISO 679:2009, MOD), 'Métodos de ensayo de cementos. Determinación de resistencias mecánicas', Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay (2009).
- [10] Rodriguez de Sensale, G., Rodriguez Viacava, I., Aguado, A., 'Simple and Rational Methodology for the Formulation of Self-Compacting Concrete Mixes', *Journal of Materials in Civil Engineering(ASCE)*, 28(2), (2016), 4015116-1 a 4015116-10

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Estudo da microcelulose em compósitos cimentícios

Lívia Fernanda Silva ⁽¹⁾, Shama Parveen ⁽²⁾, Aloysio Gomes Filho ⁽³⁾, Raul Fangueiro ^(2,4),
Paula Sardeiro ⁽⁵⁾ e Romel Dias Vanderlei ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ PCV, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Brasil.

⁽²⁾ Fibrous Materials Research Group, Universidade do Minho, Portugal.

⁽³⁾ Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil.

⁽⁴⁾ Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

⁽⁵⁾ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6275>

RESUMO

Materiais em escala nano e micro oferecem novas possibilidades para compósitos cimentícios com melhor desempenho mecânico. Os tamanhos reduzidos permitem interações entre a celulose e o sistema de cimento, contribuindo de forma potencial para o combate das microfissuras e aumento da resistência do concreto. A metodologia da pesquisa seguiu um roteiro em que foram realizados ensaios com argamassas confeccionadas contendo diferentes dosagens de MCC (microcelulose cristalina) em relação à massa de cimento, em que foram feitos os ensaios de degradação em meio alcalino da MCC, e resistências à compressão e à flexão de compósitos cimentícios. Em relação a degradação em meio alcalino, observou-se pequenas alterações na estrutura química da MCC, e que as alterações se tornam mais efetivas quanto maior o tempo de exposição da MCC ao meio alcalino. Em relação às resistências à compressão, observou-se um aumento de resistência da ordem de 30% quando adicionado 0,2% de MCC, em relação a massa de cimento, se comparado aos compósitos sem MCC. Em relação à resistência à flexão, observou-se um aumento progressivo até a porcentagem de 0,6% de MCC, sendo esta que deteve o pico máximo de resistência de 7,67 MPa, representando aumento de 20% em relação aos compósitos sem MCC.

PALAVRAS-CHAVE: microcelulose, resistência à compressão, microfissuras.

1.-INTRODUÇÃO

Os desafios enfrentados pela construção civil abrangem diversos setores: desde a utilização de materiais e sua relação com as questões ambientais ao desempenho das respectivas edificações. A necessidade de desenvolvimento e inovação fez com que surgisse através da nanotecnologia, melhoria de desempenho de materiais tradicionais na construção civil tais como concreto, aço, revestimentos entre outros.

Segundo [1], o concreto é composto de agregados finos e grosseiros mantidos juntos por um ligante de cimento hidratado, é um dos materiais de construção mais importantes e é utilizado em diversas áreas do projeto incluindo fundações, componentes estruturais, estradas e barragens. No entanto, a principal desvantagem do concreto é a sua natureza frágil o que é atribuído à sua fraca resistência à formação de fissuras, baixa resistência à tração e capacidade de deformação. Muitas tentativas têm sido direcionadas para melhorar o desempenho dos materiais com base no cimento, manipulando as propriedades dos compósitos de cimento com misturas, materiais cimentícios suplementares, e fibras [2].

A adição de nanopartículas permite que o concreto se torne mais denso e com uma melhor microestrutura, tornando-o mais durável e resistente à degradação ambiental [3].

Materiais em forma de nano e microfibras apresentam propriedades únicas quando comparadas com outras morfologias principalmente devido à elevada relação de área de superfície em relação ao peso, alto volume e pequena dimensão dos poros [4].

Fibras podem ser adicionadas à matriz cimentícia e apresentam vantagens como o aumento da capacidade de deformação, o aumento da resistência a impacto e controle de fissuras dos compósitos. Em muitas aplicações, o aumento destas propriedades é mais interessante do que um aumento na resistência [5].

As pesquisas em andamento buscam desenvolver uma nova geração de materiais de infraestrutura, como o cimento e concreto, com alto desempenho, multifuncional, com materiais renováveis, e fazer uma ruptura radical com a engenharia tradicional, quebrando paradigmas [6].

A nanotecnologia, ciência que se utiliza da matéria em nível atômico e molecular para a construção de novos produtos, tem despertado a atenção de pesquisadores das mais diversas áreas no mundo devido ao seu enorme potencial ainda não totalmente explorado e a grande possibilidade de aplicações nos mais variados setores [7].

Na engenharia civil, diversas áreas podem ser beneficiadas com a nanotecnologia, incluindo a concepção e processos de construção, tais como novos materiais estruturais com propriedades únicas, compósitos mais leves e fortes [8].

Os nanomateriais apresentam elevada área superficial específica, possibilitam melhorar as propriedades mecânicas, durabilidade e módulo de elasticidade, diminuindo a porosidade e, portanto a prevenção de iniciação de trincas [9].

Portanto, a nanoengenharia abrange as técnicas de manipulação da estrutura à escala nanométrica para desenvolver uma nova geração de compósitos de cimentos adaptados, multifuncionais, o com o desempenho mecânico e durabilidade superiores tendo potencialmente uma gama de novas propriedades, tais como: baixa resistividade elétrica, capacidade de automonitoramento, auto-limpeza, auto-cura, alta ductilidade, e autocontrole de fissuras [10].

Segundo [11], a nanocelulose é um dos materiais que tem recebido crescente atenção mundial pelo seu grande potencial de aplicações e pela celulose possuir forte apelo sustentável por ser obtida a partir de fontes renováveis e, também, por ser biodegradável.

As pesquisas e desenvolvimentos em nanocelulose têm aumentado consideravelmente nos últimos anos, com a entrada de novas empresas, instituições e grupos de pesquisas, buscando novos conhecimentos, processos, composições e aplicações [11].

O conceito de utilização de nanocelulose como reforço foi originado a partir da possibilidade de explorar a elevada rigidez e resistência dos cristais de celulose em aplicações compostas [12].

Neste contexto, este trabalho tem como objetivo principal apresentar algumas aplicações da nanotecnologia na engenharia civil, em especial, o uso da microcelulose cristalina (MCC), com o objetivo de melhorar o desempenho das matrizes cimentícias.

2. - MATERIAIS E MÉTODOS

2.1.- Materiais

Utilizou-se para o desenvolvimento dos compósitos cimentícios desta pesquisa os seguintes materiais: cimento, areia, microcelulose cristalina (MCC) e água.

O cimento utilizado nos ensaios foi o CPV-ARI de acordo com os critérios da norma [13].

Foi utilizada a areia normal, padronizada conforme a norma [14].

A microcelulose cristalina utilizada nos ensaios possui coloração branca, formato em pó, Ph de 4,5 a 7,5, densidade de 0,6 g/ML. Foi adquirida do laboratório Sigma – Aldrich Corporation.

2.1.- Método

Para o desenvolvimento do trabalho a investigação experimental foi dividida em: análise da degradação alcalina da MCC, e análise das propriedades mecânicas de argamassas com diferentes quantidades de MCC.

2.1.1.- Degradação alcalina da MCC

Devido ao compósito cimentício ter em seu interior um Ph altamente alcalino, foi preparada uma solução com 0,01M de NaOH de Ph 12 e, em cada 100 ml foram adicionadas 10 mg de MCC. As amostras foram submetidas à exposição por degradação durante 3, 7 e 14 dias, sendo a temperatura controlada de 25 °C.

Após a exposição, às amostras foram colocadas em um filtro acoplado a uma bomba a vácuo e lavadas com água destilada para se obter a leitura de seu pH.

Em seguida, foi realizado os ensaios de FTIR em FT-IR VERTEX 70/70v da marca Bruker. Foram obtidos quatro resultados, um para a microcelulose sem sofrer degradação alcalina (sem ser submetida ao tratamento) e outros referentes as idades de degradação: 3, 7 e 14 dias . Ao longo de cada amostra o ensaio foi realizado com comprimento de onda de $600 - 4000\text{cm}^{-1}$.

2.1.2.- Propriedades da argamassas com e sem MCC

Foi desenvolvida argamassa de referência com o traço 1:3, definido pela norma [15], composta de cimento, areia normal e água, tendo como característica fixa o índice de consistência de $180\text{ mm} \pm 10\text{ mm}$.

Esta argamassa serviu de referência para adicionar microcelulose e verificar as variações ocorridas nas resistências à compressão e à tração na flexão.

O processo de dispersão da MCC em solução aquosa consistiu em colocar em um bécher 225ml de água e adicionar MCC na quantidade exigida para cada argamassa e aguardar 48 horas para total saturação da MCC. A amostra então foi levada ao agitador magnético durante 45 minutos a fim de mantê-la suspensa em água para a execução do traço. O processo de dispersão da MCC foi adaptado de [16].

Tomando como base a argamassa de referência, foram criadas mais 5 argamassas onde foram adicionadas, em massa, a microcelulose cristalina nas taxas de 0%, 0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% e 1%, em relação a massa de cimento.

A resistência à compressão foi avaliada nas idades de 3, 7, 28 e 56 dias, em corpos-de-prova cilíndricos, de tamanho de 5cm x 10cm, sendo 4 amostras por idade, que foram comprimidos axialmente até a ruptura conforme procedimentos de ensaio da norma [17].

A influência da microcelulose na resistência à tração na flexão das argamassas foi avaliada pelo ensaio de corpos-de-prova prismáticos, de tamanho 4cm x 4cm x 16cm, na idade de 56 dias, que foram rompidos à flexão em três pontos, conforme procedimentos de ensaio da norma [18].

3. - RESULTADOS

2.1.- Espectroscopia de infravermelho (FTIR) da MCC

O FTIR permite a completa caracterização da estrutura química ao identificar os grupos funcionais presentes em cada amostra [19].

E ainda, segundo [20], a espectrofotometria é uma técnica adequada para estabelecer as variações introduzidas pelos diferentes tratamentos sobre a estrutura química de fibras naturais. Na Figura 1 observa-se os espectros de FTIR para a MCC sem tratamento e com a MCC em tratamento de 3, 7 e 14 dias . Os picos para a vibração dos grupos funcionais característicos da MCC e referentes aos comprimentos de onda são identificados com a numeração correspondente ao comprimento de onda nos espectros.

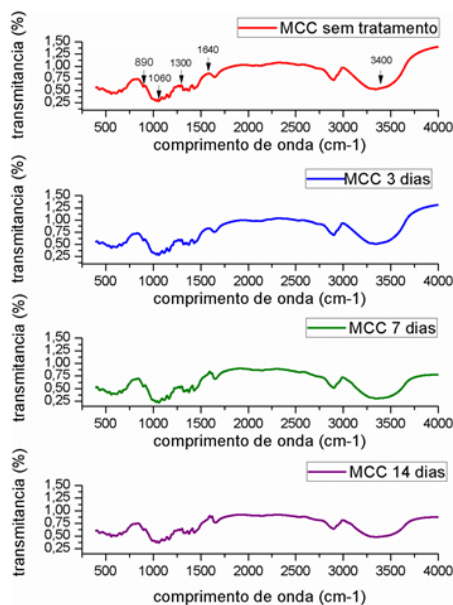


Figura 1. Espectros da MCC sem degradação e com degradação aos 3, 7 e 14 dias

Os espectros do FTIR com a MCC sem degradação e com as quatro degradações alcalinas indicam similaridades nas estruturas.

A celulose é composta principalmente de alcanos, aromáticos, ésteres, cetonas e álcoois, com diferentes grupos funcionais contendo oxigênio [19].

Devida a exposição da MCC aos dias de tratamento observa-se pequenas alterações morfológicas em presença do pH alcalino e a temperatura de 25 °C.

Segundo [21], os picos de 890 cm^{-1} e 1060 cm^{-1} são relacionados as forças de vibração de C-O e ao movimento de vibrações de C-H da celulose. Observa-se que neste pico não houve alteração após o tratamento de degradação alcalina.

O pico localizado em torno de 1300 cm^{-1} representa uma mudança de simetria em comparação a MCC sem tratamento e aos 14 dias de tratamento do grupo C-H [22]. Segundo [23], o pico relacionado a 1640 cm^{-1} é devido a uma modificação de absorção de água. Observa-se alteração na absorção antes e após a degradação.

O pico em torno de 3400 cm^{-1} é representado por C-H e grupo de O-H. O pico corresponde a ligações de hidrogênio e grupos de hidroxila (OH) da estrutura da MCC. Estes resultados podem indicar que a MCC não foi removida durante o tratamento de degradação alcalina e que sua estrutura é comum em todas as amostras [24].

No pico de 3400 cm^{-1} pode se observar ainda, que há alteração na estrutura da MCC tratada e sem tratamentos, sendo progressivamente alterado ao longo da exposição alcalina.

2.2.- Propriedades mecânicas

As resistências à compressão dos compósitos cimentícios foram analisadas de acordo com a quantidade de MCC e as suas idades, e os resultados são mostrados na Figura 2.

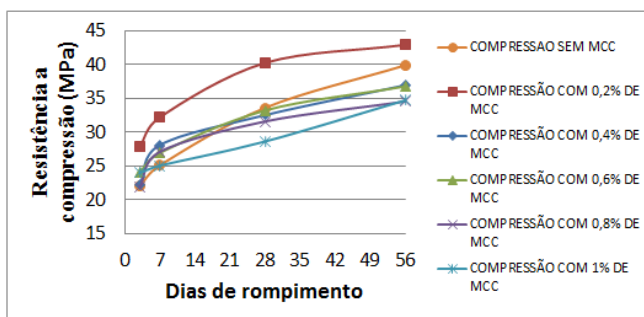


Figura 2. Comportamento da resistência à compressão com a idade

Na taxa de 0,2% de adição de MCC em compósitos cimentícios em todas as idades observa-se um aumento significativo da resistência, sendo que nas idades de 7 dias e de 28 dias se tem o maior ganho, em torno de 30% comparado ao compósito sem adição de MCC. Observa-se que conforme são aumentadas as taxa de MCC superiores a 0,2%, piores são as resistências à compressão alcançadas.

Em estudo com cristais de celulose em pasta de cimento, [25] conclui que isto pode ser causado por aglomeração da celulose promovendo defeitos na pasta.

Na Figura 3, é possível observar que as resistências à compressão em todas as idades de rompimento possuem comportamentos parecidos, sendo que em todas há um ganho considerável na taxa de 0,2% de adição de MCC e que nas demais porcentagens a resistência se manteve praticamente estável.

E ainda que, nas idades de 3 e 7 dias, nas taxas de 0,2%, 0,4%, 0,6% e 0,8% há aumento de resistência em relação ao compósito sem adição de MCC, sendo que, apenas na adição de 1% não houve acréscimo, nem perda de resistência.

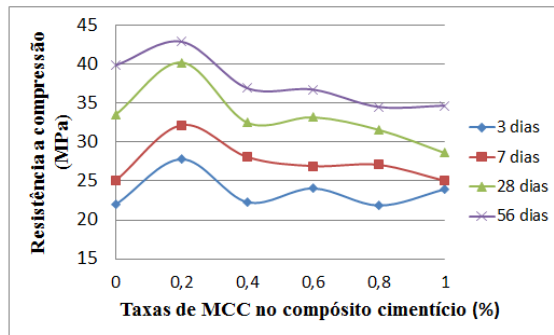


Figura 3. Comportamento da resistência à compressão com a adição da MCC

As resistências à flexão nos compósitos cimentícios com o aumento da taxa da MCC foram medidas na idade de 56 dias com corpos-de-prova prismáticos, de tamanho 4cm x 4cm x 16cm, rompidos à flexão em três pontos, conforme procedimentos de ensaio [18].

Os resultados das resistências à flexão são mostrados na Figura 4.

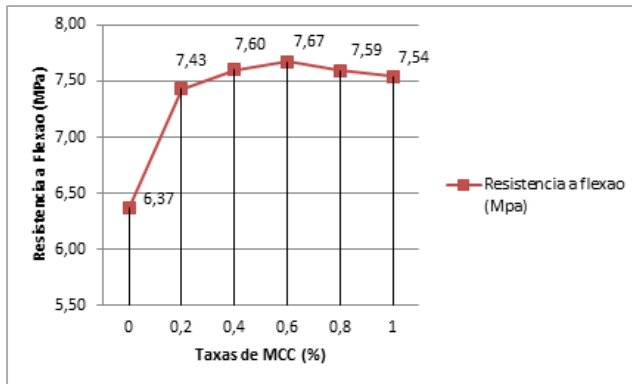


Figura 4. Comportamento da resistência à flexão com a adição da MCC

Na Figura 4 observa-se um aumento progressivo até a porcentagem de 0,6% de MCC, sendo esta que deteve o pico máximo de resistência à flexão de 7,67 MPa, este aumento foi de cerca de 20% em relação ao compósito sem MCC. Após isto há um decréscimo na resistência em decorrência do aumento das taxas de MCC. Segundo [25], os seus ensaios mostram um aumento na resistência à flexão de cerca de 30% com apenas volume de 0,2% de cristais de nanocelulose em relação ao cimento.

Em relação ao pico máximo de resistência à flexão ser com taxa de MCC de 0,6% e em resistência à compressão de 0,2% de MCC, [26] explica que em ensaios de tensão à flexão em compósitos com adição de celulose há a tendência ao comportamento de um elastômero

em que redistribui tensões no compósito, o que provoca microfendas ou fissuras em muitos locais resultando assim num mecanismo de dissipação de energia mais eficiente.

4. -CONCLUSÕES

A exposição ao meio alcalino pela MCC em temperatura de 25°C e em diferentes idades possibilitou pequenas alterações em sua estrutura química. No comprimento de onda de 1640 cm⁻¹ e no comprimento de onda de 3400 cm⁻¹ este efeito pode ser melhor visualizado, e que, pode se constatar que as alterações se tornam mais efetivas quanto maior o tempo de exposição da MCC ao meio alcalino.

Em relação a resistência à compressão, a taxa de 0,2% de adição de MCC em compósitos cimentícios, em relação a massa de cimento, em todas as idades apresentou um aumento significativo da resistência, sendo que nas idades de 7 e 28 dias apresentaram o maior ganho, em torno de 30%, comparado ao compósito sem adição de MCC. E, que nas adições de MCC nas taxas de 0,4%, 0,6%, 0,8% e 1% não acrescem a resistência porem também não prejudicam as propriedades mecânicas dos compósitos.

Em ensaio de resistência à tração na flexão houve um aumento progressivo até a porcentagem de 0,6% de MCC, sendo esta que deteve o pico máximo de resistência de 7,67MPa, este aumento foi de cerca de 20% em relação ao compósito sem MCC. Após isto há um decréscimo na resistência em decorrência do aumento das taxas de MCC.

REFERÊNCIAS

- [1] MO, Y. L.; ROBERTS, R. H.; Carbon nanofiber concrete for damage detection of infrastructure. **Advances in Nanofibers**, chapter 5, p. 125-143, 2013.
- [2] CHUAH, S. P. Z.; SANJAYAN, J. G.; WANG, C. M.; DUAN, W. H. Nano reinforced cement and concrete composites and new perspective from graphene oxide. **Construction and Building Materials**, v. 73, p.113–124, 2014.
- [3] HARSH, S.; ALI, M. M.; PAHUJA, A. Application of nanotechnology in cement and concrete for greater sustainability. **National Council for Cement and Building Materials Ballabgarh**, 12th NCB INTERNATIONAL SEMINAR, New Delhi, 2011.
- [4] KRIEGEL, C.; ARRECHI, A.; KIT, K.; MCCLEMENTS, D.; WEISS, J. **Functional nanofibers and their applications**. Cambridge, 2008.
- [5] MOTTA, L. A. C.; AGOPYAN, V. **Caracterização de Fibras Curtas Empregadas na Construção Civil**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo. 16p, 2007.
- [6] CAO, Y.; WEISS, W.J.; YOUNGBLOOD, J.; MOON R.; ZAVATTIERI, P. Performance-enhanced cementitious materials by cellulose nanocrystal additions.

- Production and Application of Cellulose Nanomaterials.** Peachtree Corners, USA, p. 135-136, 2013.
- [7] VIANA, L. C. **Desenvolvimento de filmes celulósicos nanoestruturados a partir da polpa kraft de pinus sp.** 2013. 125 f. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2013.
- [8] BHUVANESHWARI, B.; SASMAL, S. ; RIYER, N. Nanoscience to nanotechnology for civil engineering – proof of concepts. **Recent Researches in Geography, Geology, Energy, Environment, and Biomedicine**, India, p. 230-235, 2011.
- [9] RAKI, L.; BEAUDOIN, J.; ALIZADEH, R.; MAKAR, J.; SATO, T. Cement and Concrete Nanoscience and Nanotechnology. **Materials** n. 3, 918-942, 2010.
- [10] SANCHEZ, F.; SOBOLEV, K. Nanotechnology in concrete – A review. **Construction and Building Materials**, v. 24, p. 2060–2071, 2010.
- [11] MILANEZ, D. H. **Nanotecnologia: indicadores tecnológicos sobre os avanços em materiais a partir da análise de documentos de patentes.** 2011. 176 f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011.
- [12] LEE, K. Y.; AITOMAKI, Y.; BERGLUND, L. A.; OKSMAN, K.; BISMARCK, A. On the use of nanocellulose as reinforcement in polymer matrix composites. **Composites Science and Technology**, Inglaterra, n. 105, p. 15-27, 2014.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5733. Cimento Portland com alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7214. Areia normal para ensaio de cimento. Rio de Janeiro, 1982.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7215. Cimento Portland – determinação da resistência a compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [16] PARVEEN, S.; RANA, S.; FANGUEIRO, R. A review on nanomaterial dispersion, microstructure, and mechanical properties of carbon nanotube and nanofiber reinforced cementitious composites. **Journal of Nanomaterials**, vol. 2013, p. 1-19, 2013.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5739. Concreto -Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos Rio de Janeiro, 2007.
- [18] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C348: Standard test method for flexural strength of hydraulic-cement mortars. Estados Unidos, 2014.

- [19] GONZALEZ, J. S.; LUDUEÑA, L. N.; PONCE, A.; ALVAREZ, V. A. Poly (vinyl alcohol) / celulosenanowhiskersnanocomposite hydrogels for potential wound dressings. **Materials Science and Engineering C**, Argentina, v. 34, p. 54-61, 2014.
- [20] GAÑAN, P.; CRUZ, J.; GARBIZU, S.; ARBELAIZ, A.; MONDRAGON, I. Stem and brunch banana fibers from cultivation wastes: effect of treatments on physic – chemical behavior. **Wiley InterScience**, Colombia, 2004
- [21] ALEMDAR, A.; SAIN, M. Isolation and characterization of nanofibers from agricultural residues – wheat straw and soy hulls. **Bioresource Technology**, Canada, v.99, p.1664-1671, 2007.
- [22] SUN, X.F.; XU, F.; SUN, R. C.; FOWLER, P.; BAIRD, M.S. Characteristics of degraded cellulose obtained from steam – exploded wheat straw. **Carbohydrate Polymers**, China, v. 340, p. 97-106, 2005.
- [23] HAAFIZ, M. K. M.; HASSAN, A.; ZAKARIA, Z.; INUWA, I.M. Isolation and characterization of cellulose nanowhiskers from oil palm biomass microcrystalline cellulose. **Carbohydrate Polymers**, Malaysia, v. 103, p. 119-125, 2014.
- [24] JOHAR, N.; AHMAD, I.; DUFRESNE, A. Extraction, preparation and characterization of cellulose fibers and nanocrystals from rice husk. **Industrial Crops and Products**, Malaysia, v. 37, p. 93-99, 2012.
- [25] CAO, Y., ZAVATERRI, P., YOUNGBLOOD, J., MOON R., WEISS, J. The influence of cellulose nanocrystal additions on the performance of cement paste. **Cement e Concrete Composites**, EstadosUnidos, v. 56, p. 73-83, 2015.
- [26] ESCAMILLA, G. C.; LAVIADA, J. R.; CAUICH-CUPUL, J.I.; MENDIZABAL, E.; PUIG, J.E; HERRERA- FRANCO, P. J. Flexural, impact and compressive properties of a rigid – thermoplastic matrix/cellulose fiber reinforced composites. **Composites: Part A 33**, Mexico, v.33, 2002, p. 539-549.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Desempeño de compuestos con fibras de alcohol polivinílico y nano-fibras/tubos de carbono

Joshua Hoheneder ^(1,2), Ismael Flores-Vivian ^(1,3), Lourdes Vergara-Alvarez ⁽³⁾ y Konstantin Sobolev ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Department of Civil Engineering and Mechanics, University of Wisconsin-Milwaukee, USA

⁽²⁾ Pierce Engineers, INC., Milwaukee, WI, 53202, USA

⁽³⁾ Universidad Autónoma de Nuevo León, Av. Universidad s/n, Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, 66455 Nuevo León, México

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6473>

RESUMEN

La adición de fibras en morteros compuestos a base de cemento portland es una práctica común para la prevención de la formación de grietas y para incrementar la resistencia a la flexión. En esta investigación, se estudiarán morteros Compuestos Fibro-Reforzados (CFR) con Fibras de Alcohol Polivinílico (FAP), reforzadas con Nanofibras de Carbono (NFC) o Nanotubos de Carbono (NTC) para el desarrollo de sistemas de Supervisión de la Salud Estructural (SSE). Los especímenes fabricados fueron ensayados a la resistencia a la flexión, absorción de agua y a la conductividad eléctrica en agua o en solución con NaCl. Los resultados demostraron una dependencia de los especímenes al tipo de solución a la cual fueron expuestos. Se demostró que la sensibilidad a la deformación y a la solución de NaCl puede ser incrementada por la adición de los NTC. Los resultados en el incremento de la conductividad con los compuestos de NTC pueden ser escalables para las aplicaciones de monitoreo no-destruccion en estructuras de autodetección de concreto que requieran una mejora integral bajo las cargas aplicadas y estabilidad en ambientes deletéreos.

PALABRAS CLAVE: nanofibras, nanotubos, compuestos, conductividad eléctrica, resistencia a la flexión.

1.- INTRODUCCIÓN

El concreto es el material más utilizado en todos para proyectos de construcción; sin embargo, es propenso a microfisuración debido a la carga de servicio, lo que puede conducir al aumento progresivo de la permeabilidad y al deterioro del refuerzo. La supervisión constante de las condiciones de estructura para la formación y propagación de grietas, así como la detección de la entrada de cloruro, es una opción atractiva que puede reducir los costos de inspección y aumentar el ciclo de vida de la misma. La inspección visual de la formación de grietas en las estructuras es costosa, subjetiva, y los elementos en

una estructura pueden ser inaccesibles o inseguros. Los sistemas de Supervisión de la Salud Estructural (SSE) avanzados pueden utilizar Concreto Reforzado con Fibra (CRF) para propósitos de autodetección y monitoreo. Los materiales comunes utilizados para fabricar Compuestos Fibro-Reforzados (CFR) son fibras de vidrio y acero con algunos nuevos materiales tales como Fibras de Alcohol Polivinílico (FAP), Nanofibras de Carbono (NFC) y Nanotubos de Carbono (NTC). Se han utilizado fibras de FAP para mejorar la respuesta bajo carga de flexión [1] [2]. Las fibras de acero y carbono son eléctricamente conductoras, lo que ayuda a mejorar la conductividad de los materiales cementosos [3] [4]. Los compuestos NTC y NFC pueden servir como sensores de deformación [5]. La capacidad de autodetección de deformación es causada por el cambio en la resistividad eléctrica del volumen del concreto bajo carga dinámica o estática. El concreto auto-detectable es un componente importante de los edificios inteligentes: las estructuras que pueden detectar posibles fallas antes de alcanzar el umbral de deterioro crítico pueden salvar vidas y reducir las cargas financieras para los propietarios de edificios.

Se han utilizado NFC para mejorar las propiedades mecánicas y eléctricas del concreto [6], especialmente para aumentar la resistencia a la flexión, la tenacidad a la flexión y reducir la contracción por secado. Las nanofibras de carbono uniformemente dispersas en una matriz de concreto permiten el puenteo de las microfisuras, lo que hace que el espacio aislado sea eléctricamente conductor [7]. Por esta razón, es importante dispersar uniformemente las fibras dentro de la mezcla. El mayor grado de dificultad asociado con la dispersión de NTC se debe a la fuerza de atracción de van der Waals interactuando entre los NTC [8]. El contenido de fibras debe mantenerse por debajo del umbral de percolación para asegurar una alta resistencia a la compresión, capacidad de trabajo y reducir los costos de material [9]. En este trabajo se investigaron los CRF con FAP y NFC/NTC para medir su resistencia a la flexión, absorción de agua y conductividad eléctrica en agua o en solución de cloruro sódico para el desarrollo de sistemas SSE.

2.- PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Se usó cemento Portland ASTM-C105 de tipo I (Lafarge North America) y arena de sílice graduada estándar ASTM-C778 (US Silica Co, Ottawa, IL). Se añadió a la mezcla un aditivo reductor de agua de alto rango (policarboxilato PCE de Handy Chemicals Montreal, Canadá) a una dosificación en peso de cemento. Se incorporaron en todas las mezclas FAP (Kuralon K-II de Kuraray, Japón) para aumentar la resistencia a la flexión y las NFC PR-24-XT-PS (Pyrograf Products) o los NTC (Eden Nanomaterials) para aumentar la conductividad eléctrica.

La relación de agua a cemento (a/c) utilizada para las mezclas experimentales fue de 0.3. Esto se hizo para mantener un mortero denso con poco vacío de aire eléctricamente aislantes para permitir el libre flujo de corriente eléctrica en el sistema. Se utilizó arena de sílice a una relación de arena a cemento (s/c) de 0.5. La composición de las muestras ensayadas se muestra en la **Tabla 1**. La comparación del rendimiento de los compuestos de FAP-CRF con nanofibras de carbono o nanotubos, NFC o NTC, respectivamente, se realizó con una mezcla de referencia (Ref).

Tabla 1 Proporciones de mezclas de los compuestos investigados.

<i>Composición</i>	<i>Ref</i>	<i>NFC</i>	<i>NTC</i>
SP, % w cemento	0.175	0.175	0.236
FAP, % vol	2	2	2
NFC, %vol	0	0.2	0
NTC, %vol	0	0	0.2

Para realizar el concepto propuesto de CRF autodetectable, es importante la distribución uniforme de fibras / tubos de carbono dentro de la matriz de cemento [10]. La dispersión de las NFCs / NTCs se hizo antes de sumarlos en el CRF autodetectable. En un trabajo previo [10] se pueden encontrar detalles del procedimiento de dispersión de las NFC en agua utilizando un superplastificante basado en PCE y tratamiento con ultrasonidos. La dispersión apropiada de NTC en agua se consiguió mediante el mismo procedimiento utilizado para las NFC, adicionando la cantidad de 5% de arena de sílice de la mezcla total del compuesto. Se añadió una porción (75%) del agua al recipiente del mezclador Hobart HL-200 de 20 litros con arena de sílice y se mezcló a baja velocidad (107 rpm) durante 30 segundos. Después de mezclar la arena y el agua, se añadieron la mitad de las FAP y se mezclaron durante 30 segundos a baja velocidad. Una vez que se completó, el resto de las fibras se añadieron y se mezclaron a la misma velocidad durante 30 segundos adicionales. La mitad del cemento portland se añadió a la mezcla durante 30 segundos a baja velocidad, seguido por la segunda mitad a la misma velocidad. Se añadió la dispersión del 25% de agua, PCE y NFC (o NTC) y se mezcló a baja velocidad durante 30 segundos y luego durante otros 30 segundos a velocidad media (198 rpm).

Una vez que se mezcló el FAP-CRF, se moldearon los especímenes de 14 x 40 x 160 mm utilizados para ensayos de flexión. Las muestras se colocaron en los moldes en dos capas. Cada capa se compactó mediante un pizón de caucho (dimensiones 13 x 25 x 152 mm). Después de la compactación, las muestras fueron compactadas por 20 gotas en una mesa de vibración y vibraron durante 30 segundos en una mesa vibrante. Después de compactar las muestras, las muestras se curaron en moldes durante 24 horas a 23 °C y 95% de humedad relativa. Después de 24 horas, las muestras fueron desmoldeadas y curadas en agua saturada de cal a 23 °C durante 14 días. Después del procedimiento de curado, los especímenes se secaron a 90 °C durante 24 horas antes de la instalación de los electrodos. Los especímenes fueron probados para evaluar su resistencia a la flexión y la conductividad. La resistencia a la flexión se realizó mediante una prueba de flexión de cuatro puntos con una máquina de ensayo universal (Instron 3369). Los rodillos de carga del punto superior se colocaron separados 40 mm, mientras que los rodillos de carga inferiores estaban espaciados a 120 mm de las muestras para detectar el agrietamiento. Los especímenes se ensayaron hasta el fallo a una velocidad de deformación de 1,2 mm por minuto para observar el cambio en la conductividad. La adquisición de datos HP 34970A (Hewlett-Packard) registró la conductividad de las muestras en intervalos de cuatro segundos.

Los electrodos externos se añadieron a la muestra después de que se les había permitido curar. Los contactos eléctricos se pegaron con "Wire Glue" (Anders Products) a la superficie de la muestra, tanto en los lados de tensión como de compresión. Se colocó una

capa de látex (Daraweld, de WR Grace) y masilla de caucho sobre el pegamento seco para hacer una conexión impermeable firme y externa. Para el experimento informado se eligió el método de prueba DC de dos sondas debido a la instrumentación y facilidad de implementación más sencillas en el campo [7] [9]. Los datos de resistencia eléctrica se midieron directamente para un canal particular y se registraron utilizando la adquisición de datos (HP 34970A de Hewlett-Packard). Cuando se utilizó la prueba de flexión de cuatro puntos, era necesario tener múltiples ubicaciones para electrodos a lo largo del lado cargado en tensión. Se colocaron dos canales de los electrodos a cada lado de la muestra situados a 20 mm (canal 1) y a 40 mm (canal 2). El procedimiento utilizado en el estudio para exponer las muestras a condiciones de humedad se ajustó para cumplir con los requisitos del ensayo ASTM C1202. Después de completarse el procedimiento, se ensayaron muestras para determinar el efecto de las condiciones de humedad sobre la conductividad de las muestras de concreto. Después de exponer las muestras a las condiciones de humedad previstas, fue necesario probar la absorción de las muestras. Antes de la prueba, las muestras se sumergieron en agua o solución de cloruro de Na al 2% durante 24 horas para simular el efecto de diferentes condiciones de exposición. Para determinar la capacidad de flexión de los diseños de mezcla utilizados, los especímenes se ensayaron en cuatro puntos de flexión. El ensayo se llevó a cabo utilizando una máquina de ensayo universal (Instron 3369) a una velocidad de carga de 1,2 mm / minuto. Se comparó el esfuerzo-deformación por flexión y la resistencia eléctrica de los especímenes Referencia-CRF con los materiales compuestos NFC / NTC. Las dos exposiciones permitieron investigar la sensibilidad del compuesto para detectar la presencia de cloruros; por lo tanto, el experimento informado fue diseñado para observar el cambio en la conductividad relativa de especímenes basados en NFC / NTC bajo condiciones de flexión.

3.- RESULTADOS

Las tensiones máximas de flexión logradas se resumen en la **Las** muestras que absorbieron la menor cantidad de humedad bajo ambas exposiciones fueron las muestras de referencia. Las muestras de referencia tenían la misma cantidad de PCE que las muestras que contenían NFC; sin embargo, la adición de NFC y los NTC incrementaron la consistencia de la mezcla con lo cual se podría conducir a la generación de más vacíos y, por lo tanto, a una mayor absorción de agua.

La capacidad del material compuesto para conducir la electricidad depende del contenido de humedad. Para aumentar la capacidad del material compuesto para conducir la electricidad, NTCs y NFCs fueron agregados al diseño de la mezcla. Mediante la adquisición de datos (HP 34970A de Hewlett-Packard) se midió la resistencia del material compuesto para tres condiciones: exposición seca al agua, 24 horas, y exposición al 2% a la solución de cloruro de Na al 2%. Las mediciones se realizaron a través de dos canales de electrodos y los promedios se muestran en la **Tabla 3**.

Tabla 2. Los especímenes de referencia que contenían solamente fibras de FAP tenían la capacidad de flexión más alta. Debido a la alta capacidad de tracción de los NFC y NTCs, la reducción en la capacidad de flexión fue inesperada. La reducción de esta

capacidad se debe probablemente a una distribución desigual del NFC / NTC en la matriz compuesta. La **Tabla 2** muestra la absorción promedio de agua para las muestras. Las muestras que absorbieron la menor cantidad de humedad bajo ambas exposiciones fueron las muestras de referencia. Las muestras de referencia tenían la misma cantidad de PCE que las muestras que contenían NFC; sin embargo, la adición de NFC y los NTC incrementaron la consistencia de la mezcla con lo cual se podría conducir a la generación de más vacíos y, por lo tanto, a una mayor absorción de agua.

La capacidad del material compuesto para conducir la electricidad depende del contenido de humedad. Para aumentar la capacidad del material compuesto para conducir la electricidad, NTCs y NFCs fueron agregados al diseño de la mezcla. Mediante la adquisición de datos (HP 34970A de Hewlett-Packard) se midió la resistencia del material compuesto para tres condiciones: exposición seca al agua, 24 horas, y exposición al 2% a la solución de cloruro de Na al 2%. Las mediciones se realizaron a través de dos canales de electrodos y los promedios se muestran en la **Tabla 3**.

Tabla 2. Resistencia a la flexión y absorción de agua en especímenes

<i>Mezcla ID</i>	<i>Fuerza a flexión (MPa)</i>	<i>Promedio de absorción de humedad (%)</i>
Ref.	13.33	1.13
CNF	10.54	2.86
CNT	12.45	3.11

Tabla 3 Conductividad de las muestras en diferentes medios

<i>Mezcla ID</i>	<i>Conductividad $\Omega^{-1}m^{-1}$</i>					
	<i>Canal 1</i>			<i>Canal 2</i>		
	<i>Seco</i>	<i>Agua</i>	<i>Na Cloruros</i>	<i>Seco</i>	<i>Agua</i>	<i>Na Cloruros</i>
Ref.	7.42E-04	7.60E-03	7.21E-03	7.35E-04	9.47E-03	1.45E-02
CNF	6.42E-04	8.86E-03	1.15E-02	6.66E-04	1.11E-02	1.84E-02
CNT	1.39E-03	8.66E-03	1.16E-02	7.92E-04	1.12E-02	1.58E-02

Cuando se comparan muestras secas de la **Tabla 3**, solo se observa la capacidad natural de los materiales para conducir electricidad. Todas las muestras probadas fueron capaces de conducir la electricidad; sin embargo, las muestras que contenían NTC condujeron la electricidad más eficientemente. Las NFCs / NTCs utilizadas en este trabajo aumentaron la conductividad del material reduciendo la resistividad de los materiales, especialmente para el compuesto NTC. La conductividad del material aumentó en 1,87% y 1,08% para los canales 1 y 2, respectivamente, en comparación con el compuesto de referencia. Los especímenes expuestos al agua durante 24 horas aumentaron la conductividad en 12,88, 16,62 y 23,55% para los compuestos Ref., NFC y NTC, respectivamente. Los especímenes expuestos a una solución de cloruro de Na al 2% durante 24 horas aumentaron la conductividad en 19,77, 27,69 y 29,64% para los compuestos Ref., NFC y NTC,

respectivamente. El aumento de la conductividad fue más evidente en la presencia de NFCs / NTCs para ambas condiciones de humedad. Los especímenes que contienen NTCs aumentaron la conductividad de las muestras, mostrando que estos materiales tienen mayor conductividad eléctrica que los NFCs y los materiales de referencia para ambas condiciones de humedad.

4.- CONCLUSIONES

La técnica propuesta para el monitoreo de elementos estructurales se realizó mediante lecturas de conductividad utilizando un sistema simple de adquisición de datos conectado a electrodos simples. El concepto propuesto tiene ahorros de costos en que no requiere un profesional capacitado para hacer las observaciones in situ, ni posteriores visitas a la obra después de su colocación. Además, el material CRF desarrollado puede utilizarse en forma de piel sensible al estrés con un espesor de 2 - 15 mm incorporado al concreto existente.

La dispersión de las NFCs y los NTCs se realizó mediante el uso de mezcla ultrasónica combinada con el uso de un superplastificante. El CRF basado en FAP expuesto a la solución de cloruro de Na al 2% demostró cambios más altos en la conductividad diferencial que aquellos expuestos solamente al agua. Este cambio en la conductividad relativa se puede observar más definitivamente en la primera grieta en la matriz compuesta y puede utilizarse para la detección de cloruro. Generalmente, las muestras expuestas a cloruros de Na tenían una pendiente más pronunciada de conductividad relativa que la muestra expuesta sólo al agua. Los resultados de este estudio demostraron la capacidad de auto-detección NFC / NTC-FAP basado en CRF para proporcionar un monitoreo sistemático y no imparcial de estructuras de concreto.

REFERENCIAS

- [1] J. S. J. P. Li and R. Deng, "Structure, Mechanical, and Swelling Behaviors of Poly(vinyl alcohol)/SiO₂ Hybrid Membranes," *J. Reinf. Plas. & Comp.*, vol. 29, no. 4, pp. 618-629, 2010.
- [2] Z. Metaxa, M. Konsta-Gdoutos and S. Shah, "Mechanical Properties and Nanostructure of Cement-Based Materials Reinforced with Carbon Nanofibers and Polyvinyl Alcohol (PVA) Microfibers," *ACI SP*, vol. 270, pp. 115-124, 2010.
- [3] D. Chung, "Piezoresistive cement-based materials for strain sensing," *J. Intel. Mat. Sys. & Struc.*, vol. 13, no. 9, pp. 599-609, 2002.
- [4] T. C. Hou and J. P. Lynch, "Electrical Impedance Tomographic Methods for Sensing Strain Fields and Crack Damage in Cementitious Structures," *J. Intel. Mat. Sys. & Struc.*, vol. 20, no. 11, pp. 1363-1379, 2009.
- [5] X. Fu and D. Chung, "Contact electrical resistivity between cement and carbon fiber: its decrease with increasing bond strength and its increase during fiber pull-out," *Cem. & Con. Res.*, vol. 25, no. 7, pp. 1391-1396, 1995.
- [6] J. Li, J. Suo and R. Deng, "Structure, Mechanical, and Swelling Behaviors of PVA/SiO₂ Hybrid Membranes," *J. Reinf. Plas. & Comp.*, 29, 4, pp. 618-629, 2009.

- [7] N. W. L. Ozyurt, T. Mason and S. Shahet, "Monitoring fiber dispersion in fiber-reinforced cementitious materials: Comparison of AC-impedance spectroscopy and image analysis," *Aci Mat. J.*, vol. 103, no. 5, pp. 340-347, 2006.
- [8] D. Wang, W.-X. Ji, Z.-C. Li and L. Chen, "A Biomimetic "Polysoap" for Single-Walled Carbon Nanotube Dispersion," *J. Ame. Ch. Soc.*, 128, 20, pp. 6556-6557, 2006.
- [9] S. Wen and D. Chung, "Electrical-resistance-based damage self-sensing in carbon fiber reinforced cement," *Carbon*, vol. 45, no. 4, pp. 710-716, 2007.
- [10] J. Hoheneder, I. Flores-Vivian, Z. Lin, P. Zilberman and K. Sobolev, "The performance of stress-sensing smart fiber reinforced composites in moist and sodium chloride environments," *Comp. B*, vol. 73, p. 89-95, 2015.

METODOLOGÍAS DE ENSAYO
METODOLOGIAS DE ENSAIO

Determinação da resistência à tração de camadas de UHPFRC com base em ensaio não-destrutivo

Sandra Nunes ⁽¹⁾, Mário Pimentel ⁽¹⁾ e Amin Abrishambaf ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5506>

RESUMO

No presente artigo apresenta-se um procedimento para estimar a resistência à tração de camadas de materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced cement Composites – UHPFRC na sigla em Inglês), recorrendo a um modelo mecânico simples proposto inicialmente por Naaman [1]. Este procedimento baseia-se na aplicação de um método de ensaio não-destrutivo (NDT), desenvolvido na FEUP, que permite avaliar a dosagem e um coeficiente de orientação das fibras; e em ensaios laboratoriais de tração para estimar a tensão de aderência fibra-matriz equivalente, assumindo um comportamento rígido-plástico. Foi desenvolvido um programa experimental que permitiu estabelecer a relação entre o coeficiente de orientação determinado pelo método NDT e os parâmetros de orientação determinados a partir de análise de imagem. Finalmente, seguindo o procedimento proposto, foi estimada a resistência à tração de diversos provetes, com uma gama variada de dosagens e orientação das fibras, e comparada com os resultados experimentais. A boa correlação encontrada demonstra o potencial do método NDT proposto para a implementação de procedimentos de controle de qualidade em aplicações com UHPFRC.

PALAVRAS-CHAVE: materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (UHPFRC); resistência à tração, ensaio não-destrutivo.

1.- INTRODUÇÃO

O comportamento à tração dos materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (UHPFRC) é influenciado pelas características das fibras (geometria e esbelteza (l_f/d_f)), pela aderência entre as fibras e a matriz, e pela distribuição e orientação das fibras [2]. Enquanto a geometria das fibras e a aderência destas à matriz podem ser alvo de otimização durante o estudo da composição do UHPFRC, a sua distribuição e orientação no elemento estrutural dependem essencialmente da reologia do material no estado fresco, das condições de colocação e da geometria e dimensões do elemento estrutural. Isto implica que não é possível definir uma resposta à tração para o UHPFRC intrínseca, devendo por isso ser definida a resposta à tração representativa do

material aplicado na estrutura de modo a obter previsões fiáveis do comportamento estrutural.

Em geral, o alinhamento preferencial das fibras ao longo de uma determinada direção confere ao material um comportamento anisotrópico que pode ser descrito pela função distribuição de probabilidade de orientação das fibras, por tensores de orientação ou através de parâmetros de orientação escalares como, por exemplo, o número de orientação definido por:

$$\eta_{\theta,i} = \frac{1}{N_f} \sum_{n=1}^{N_f} \cos \theta_n \quad (1)$$

onde N_f corresponde ao número de fibras que atravessam a secção normal ao eixo i e $\cos \theta_n$ é a projeção, segundo o eixo i , de um vetor unitário colinear com a n -ésima fibra.

2.- MATERIAIS E COMPOSIÇÕES

As composições utilizadas neste estudo foram preparadas com misturas ternárias de cimento CEM I 42.5 R, filer calcário e sílica de fumo, com densidades de 3.10, 2.68 e 1.38, respetivamente. A dimensão média das partículas de cimento e de filer é de 14.6 e 5.36 μm , respetivamente. As partículas de sílica de fumo têm uma dimensão cerca de 50 a 100 vezes inferior às do cimento. O superplastificante adotado é constituído por carboxilatos modificados e apresenta uma densidade aparente de 1.08 e 40% teor de sólidos. Utilizou-se uma areia fina natural com um diâmetro máximo de 1 mm e uma massa volúmica de 2630 kg/m^3 (material seco).

Quadro 1. Composição (kg/m^3) das misturas estudadas.

<i>Constituinte</i>	<i>1.5%</i>	<i>3%</i>
CEM I 42.5 R	794.90	
Sílica de fumo	79.49	
Filer calcário	311.43	
Água	153.76	
Superplastificante	22.20	
Areia	980.41	940.96
Fibras DM 9/0.175	58.88	117.75
Fibras DM 12/0.175	58.88	117.75

Foram utilizadas misturas com dois tipos de fibras metálicas (50%+50%) lisas de secção circular ($d_f=0.175\text{mm}$), com comprimentos $l_f=9$ e 12mm , e elevada resistência à tração (2100 MPa). Testaram-se misturas com dosagens totais de 1.5% e 3%, em volume. De

modo a manter o volume global da mistura, retirou-se uma quantidade de areia correspondente ao volume de fibras adicionado, tal como indicado no Quadro 1. No estado fresco as misturas apresentaram excelente deformabilidade e elevada viscosidade, sem risco de segregação, podendo ser classificadas como auto-compactáveis.

3.- MÉTODO NÃO-DESTRUTIVO BASEADO NA MEDIÇÃO DA INDUTÂNCIA MAGNÉTICA

3.1.- Princípios de funcionamento

No âmbito de um trabalho anterior, Nunes et al. [3] desenvolveram um indutor que consiste num núcleo de ferrite em forma de U com uma bobina de fio de cobre enrolada em torno de cada uma das pernas do núcleo (ver Figura 1). Ao estabelecer uma corrente elétrica através do enrolamento de cobre, é gerado um campo magnético. A indutância, L , do circuito magnético resultante é definida como a quantidade de fluxo magnético (Φ) que é produzida para uma determinada corrente elétrica (I) e pode ser medida usando um medidor RLC.

Quando o indutor em forma de U é colocado sobre uma camada UHPFRC (ver Figura 1), a indutância do circuito magnético varia com a permeabilidade magnética do compósito sobre o qual o fluxo magnético é estabelecido. Com base num modelo físico simplificado de uma camada de UHPFRC, com uma distribuição 2D das fibras, Nunes et al. [3] demonstraram que a permeabilidade magnética relativa do compósito depende da dosagem e orientação das fibras, em relação à direção de medição. Enquanto a relutância magnética da sonda permanecer desprezável quando comparada com a da camada de UHPFRC, o que é válido para as dosagens de fibras habituais no UHPFRC e dada a elevada permeabilidade relativa da ferrite, foi também demonstrado que a permeabilidade magnética relativa do UHPFRC segundo uma determinada direção i ($\mu_{r,i}$) pode ser facilmente calculada a partir de valores de indutância medidos usando a seguinte aproximação

$$\mu_{r,i} \cong L_i / L_{air} \quad (2)$$

onde onde L_{air} é a indutância medida colocando a sonda no ar longe de qualquer objeto magnético.

3.2.- Determinação da dosagem de fibras

Através do modelo físico simplificado verificou-se também que o valor médio da permeabilidade magnética relativa, $\mu_{r,mean}$, obtido a partir de medições em duas direções ortogonais i e j , e dado pela Equação (3), é praticamente independente da orientação da fibras e aumenta linearmente com a dosagem de fibras (ver Figura 2a). Isto foi também confirmado pelos resultados de medições efetuadas em provetes com dosagens de fibras bem controladas, tanto com orientação aleatória como bem orientados, e cobrindo uma gama alargada de distribuições de orientação das fibras [3].

$$\mu_{r,mean} = 0.5 \cdot (\mu_{r,i} + \mu_{r,j}) \quad (3)$$

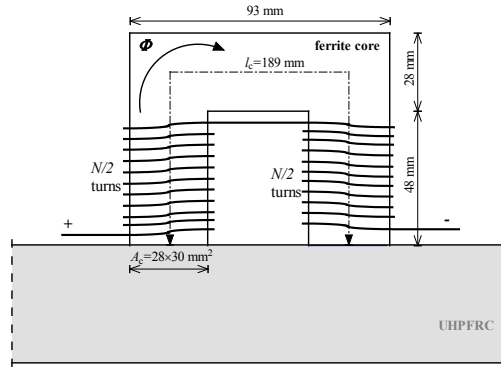


Figura 1. Representação esquemática do indutor sobre uma camada de UHPFRC

Para um dado material e geometria das fibras, é então possível calibrar a relação linear entre $\mu_{r,mean}$ e a dosagem de fibras V_f . A equação de regressão linear obtida é independente da matriz e representa uma assinatura das fibras (ou mistura de fibras) adotadas. No caso da mistura de fibras adotada no presente estudo, a equação de regressão obtida é mostrada na Figura 2b e dada por:

$$\mu_{r,mean} = 1.0 + 4.12 \cdot V_f \quad (3)$$

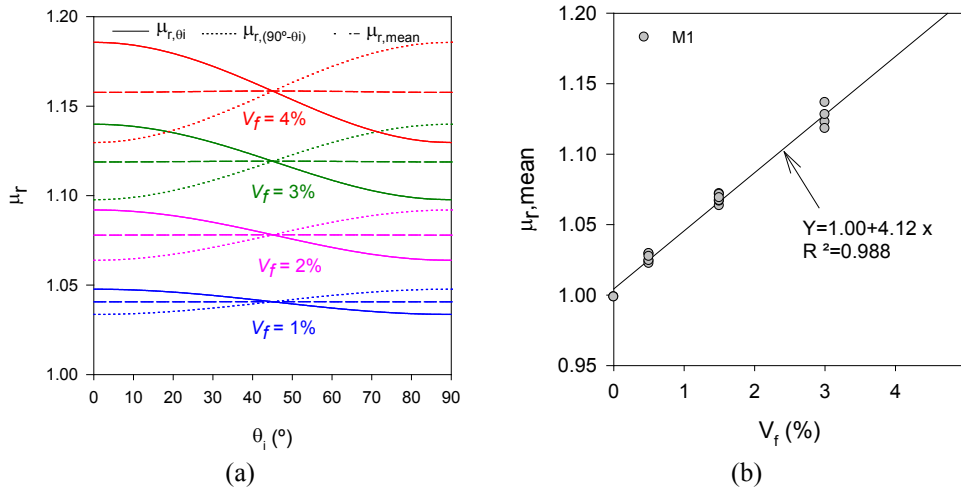


Figura 2. (a) Variação de $\mu_{r,i}$, $\mu_{r,j}$ e $\mu_{r,mean}$ com o ângulo θ_i (°); (b) Ajuste da equação reta que relaciona V_f e $\mu_{r,mean}$, para uma mistura de fibras de $l_f = 9$ e 12 mm (50% de cada) e $d_f = 0.175$ mm.

3.3.- Determinação do coeficiente de orientação NDT

A partir dos mesmos valores de $\mu_{r,i}$ e $\mu_{r,j}$ pode ser definido o coeficiente de orientação ($\rho_i - \rho_j$) para identificar a direção da orientação preferencial das fibras e fornecer uma medida escalar da anisotropia na distribuição de fibras no que respeita às direções i e j :

$$(\rho_i - \rho_j) = 0.5 \frac{\mu_{r,i} - \mu_{r,j}}{\mu_{r,mean} - 1} \quad (4)$$

Com base no modelo teórico apresentado em [3], este coeficiente mostrou-se praticamente independente do conteúdo de fibras. Os valores positivos indicam a orientação das fibras ao longo da direção i enquanto os valores negativos indicam a orientação das fibras ao longo da direção j . Para além disso, verificou-se que $(\rho_i - \rho_j)$ varia linearmente com $\cos^2 \theta$, como se mostra na Figura 3a assumindo que todas as fibras têm a mesma orientação (ou seja, a função de distribuição de probabilidade do ângulo de orientação das fibras é do tipo delta de Dirac).

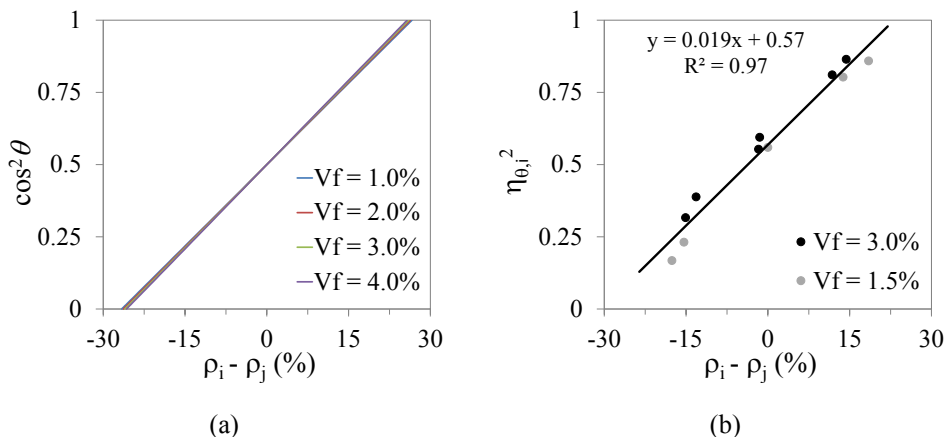


Figura 3. (a) Relação entre o coeficiente de orientação NDT ($\rho_i - \rho_j$) e $\cos^2 \theta$ prevista pelo modelo; (b) Relação linear observada entre $(\rho_i - \rho_j)$ e $\eta_{\theta,i}^2$ determinado através de análise de imagem.

No caso de distribuições reais de orientação das fibras, a evidência experimental disponível mostra que $(\rho_i - \rho_j)$ e $\eta_{\theta,i}^2$ estão de facto correlacionados linearmente (ver Figura 3b). Os pontos correspondem a dados experimentais obtidos após a análise da imagem de provetes com dois teores de fibras e uma gama alargada de perfis de orientação das fibras, obtidos com recurso a um dispositivo que permite o alinhamento das fibras metálicas durante a betonagem dos provetes, através da aplicação de um campo magnético. Para detalhes sobre esta campanha experimental, consultar [4].

O fator de orientação das fibras $\alpha_{0,i}$ (outro parâmetro de orientação escalar utilizado comumente) pode ser definido como a probabilidade de uma fibra interseccionar uma superfície plana normal ao eixo i , podendo ser obtido através de:

$$\alpha_{0,i} = n_{f,i} \frac{A_f}{V_f} \quad (5)$$

onde $n_{f,i}$ corresponde ao número de fibras que atravessa uma superfície unitária normal ao eixo i e A_f é a área da secção transversal de cada fibra. O mesmo procedimento de análise de imagem foi adotado para estabelecer a relação entre o número de orientação $\eta_{\theta,i}$, e o fator de orientação $\alpha_{0,i}$, como mostrado na Figura 4 [4, 5]. Os resultados experimentais sugerem que:

$$\alpha_{0,i} \approx \eta_{\theta,i}^2 \quad (6)$$

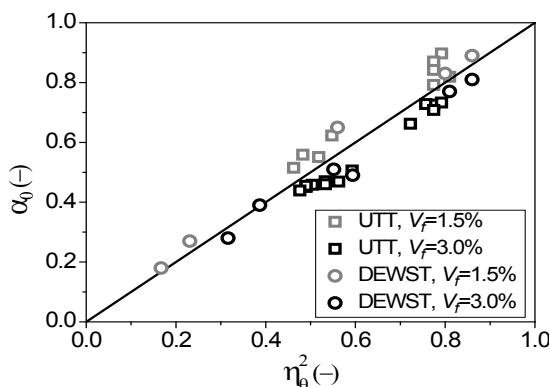


Figura 4. Relação entre $\eta_{\theta,i}^2$ e $\alpha_{0,i}$.

Aceitando que $\alpha_{0,i} = \eta_{\theta,i}^2$, os resultados apresentados na Figura 4 indicam que, no caso da mistura de fibras adotada, a seguinte relação linear pode ser usada para determinar o fator de orientação da fibra a partir do indicador de orientação NDT [4, 5]:

$$\alpha_{0,i} = 0.57 + 1.85 \cdot (\rho_i - \rho_j) \quad (7)$$

4.- RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO UHPFRC

4.1.- Modelo físico

A resistência à tração do UHPFRC, $f_{U,t,u}$, é geralmente regida pela perda de ligação das fibras à matriz seguida pelo arrancamento das fibras, sendo esta última fase que determina o início da fase de amolecimento nas curvas tensão-alongamento. Considerando um comportamento rígido-plástico para descrever a lei de aderência fibra-matriz e um comprimento de ancoragem médio igual $l_f/4$ é possível estimar $f_{U,t,u}$ através da seguinte equação:

$$f_{Ut,u,i} = \alpha_{0,i} \cdot \alpha_{1,i} \cdot \tau_f \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (8)$$

onde o índice $(\cdot)_i$ refere-se à direção perpendicular à superfície da fratura, τ_f é a tensão de aderência equivalente (comportamento rígido-plástico) na ligação fibra-matriz e $\alpha_{1,i}$ é o fator de eficiência das fibras, aqui definido como o valor esperado da função de eficiência das fibras $g(\theta)$:

$$\alpha_{1,i} = \int_0^{\pi/2} g(\theta) \cdot f_i(\theta) \cdot d\theta \quad (9)$$

Na equação anterior, $f_i(\theta)$ é a função de densidade de probabilidade do ângulo de orientação das fibras que cruzam o plano normal à direção i , θ ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$), e $g(\theta)$ é definido como a relação entre a força de arrancamento de uma fibra orientada de um ângulo θ e a força de arrancamento de uma fibra alinhada ($\theta \approx 15^\circ$ a 20°).

4.2.- Previsão do fator de eficiência das fibras

Seguindo propostas anteriores, a função de eficiência foi considerada como $g(\theta) = 1.0$ para $\theta \leq 60^\circ$. Assim, para os ângulos de orientação no intervalo $60^\circ < \theta \leq 90^\circ$, a eficiência das fibras de aço será desprezada [6], caso em que a equação (9) fica simplesmente $\alpha_{1,i} = F_i(60^\circ)$, sendo $F_i(\theta)$ a função de distribuição cumulativa de θ . Esta função pode ser estabelecida com base em técnicas de análise de imagem. Laranjeira et al [7] concluíram que os primeiro e segundo momentos de θ estão correlacionados e ambos podem ser expressos como função do número de orientação, $\eta_{\theta,i}$. Os resultados da análise de imagem apresentados em [4, 5] confirmam esta proposta e mostram que, de facto, é possível obter boas estimativas de $\alpha_{1,i}$, em função de $\eta_{\theta,i}$ (ou $\alpha_{0,i}$).

No caso de uma orientação das fibras muito favorável, apenas um número insignificante de fibras se encontra orientado com $\theta > 60^\circ$, conduzindo a $\alpha_1 \approx 1.0$. Para cenários de orientação menos favoráveis, os resultados da análise de imagem apresentados em [4, 5] evidenciam uma relação linear entre α_1 e $\eta_{\theta,i}$ (ver Figura 5). A linha sólida, a cinza, corresponde aos valores $F_i(60^\circ)$ que são obtidos assumindo uma distribuição gaussiana para θ , com desvio padrão e média determinados a partir de $\eta_{\theta,i}$, de acordo com Laranjeira et al [7]. Pode-se observar que para $\eta_{\theta,i} > 0.55$ os valores de $\alpha_{1,i}$ obtidos através da função gaussiana se ajustam bem ao dados experimentais. Considerando a relação linear entre α_1 e $\eta_{\theta,i}$ e tendo em conta a equação (6), pode-se sugerir a seguinte equação simples que relaciona diretamente $\alpha_{1,i}$ com $\alpha_{0,i}$.

$$\alpha_{1,i} = 1.686 \cdot \sqrt{\alpha_{0,i}} - 0.406, \quad 0 \leq \alpha_1 \leq 1 \quad (10)$$

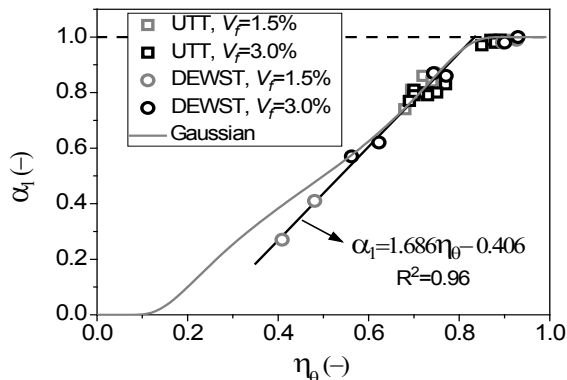


Figura 5. Relação entre o fator de eficiência das fibras e o número de orientação.

4.3.- Estimativa da tensão de aderência fibra-matriz equivalente

A relação tensão de aderência-escorregamento na ligação da fibra à matriz pode ser determinada através de ensaios de arrancamento de fibras. Alternativamente, considerando que apenas se desconhece τ_f , a equação (8) indica que τ_f pode ser determinado a partir de resultados de ensaios laboratoriais de caracterização do comportamento à tração, ajustando uma equação do tipo $f_{U,t,u} = \lambda \cdot \tau_f$ aos dados experimentais, como exemplificado na Figura 6, onde $\lambda = \alpha_0 \cdot \alpha_1 \cdot V_f l_f / d_f$. Os ensaios de caracterização do comportamento à tração podem ser ensaios de tração uniaxial ou qualquer outro tipo de ensaio indirecto bem estabelecido, que exija procedimentos de análise inversa para determinar a resistência à tração.

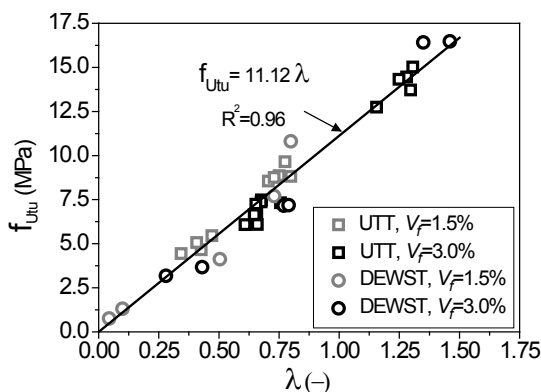


Figura 6. Estimativa da tensão de aderência equivalente, com base nos resultados da análise de imagem e ensaios de tração uniaxial e DEWST.

Na Figura 6 apresentam-se resultados de $f_{U,t,u}$ obtidos a partir de 22 ensaios de tração uniaxial [5] e 11 ensaios “Double-Edge Wedge-Splitting (DEWS)” [4, 8] versus o parâmetro λ , determinado com os valores de α_0 e α_1 obtidos através de análise de imagem de planos paralelos à superfície de fratura. De facto, a análise de regressão linear dos dados

usando a equação $f_{Ut,u} = \tau_f \cdot \lambda$ conduz a um coeficiente de determinação de 0,96 e $\tau_f = 11.1\text{MPa}$. É também interessante constatar que os resultados dos ensaios de tração uniaxial e DEWS podem ser ajustados pela mesma linha. Após estimar τ_f , as medições de NDT em conjunto com as equações (7), (8) e (10) foram usadas para estimar os valores de $\sigma_{N,peak} \approx f_{Ut,u}$ de 36 provetes testados através do ensaio DEWS. A comparação entre os valores previstos e experimentais apresenta-se na Figura 7 onde se observa uma boa concordância, ilustrando o elevado potencial do procedimento desenvolvido para avaliar o efeito da orientação das fibras sobre o comportamento à tração do UHPFRC.

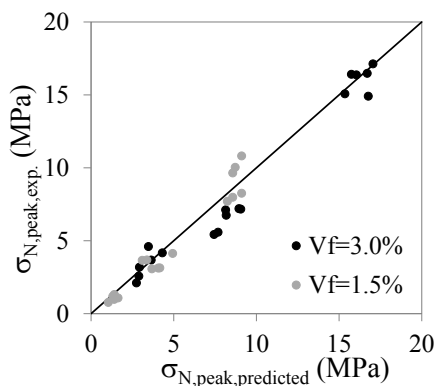


Figura 7. Comparação entre 36 valores de $\sigma_{N,peak}$ obtidos experimentalmente e as respectivas previsões usando as medições NDT e aplicando as equações (7), (8) e (10).

5.- CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia que permite estimar a resistência à tração de camadas de UHPFRC a partir de medições da indutância magnética, ao longo de duas direções ortogonais. Demonstrou-se ainda que:

- A partir destas medições, é possível obter dois indicadores escalares que se correlacionam com a dosagem de fibras (V_f) e com o fator de orientação ($\alpha_{0,i}$).
- O fator de eficiência das fibras ($\alpha_{l,i}$) pode ser determinado a partir de $\alpha_{0,i}$.
- V_f , $\alpha_{0,i}$ e $\alpha_{l,i}$ podem ser usados para estimar $f_{Ut,u}$ recorrendo a um modelo mecânico simples.

A implementação desta metodologia para uma nova mistura de UHPFRC envolve as seguintes tarefas:

- Determinação de τ_f por meio de ensaios de arrancamento ou através do procedimento descrito na secção 4.2.
- Calibração da equação da reta que relaciona V_f com $\mu_{r,mean}$ tal como descrito na secção 3.2.
- Calibração da equação da reta que relaciona α_0 com $(\rho_i - \rho_j)$ tal como demonstrado na secção 3.3

Depois de realizado este trabalho, caso se altere a matriz cimentícia do UHPFRC, mantendo as fibras, apenas será necessário voltar a determinar τ_f , uma vez que as medições da indutância são independentes das propriedades da matriz. O método NDT proposto revela assim um elevado potencial para a implementação de procedimentos de controle de qualidade em aplicações com UHPFRC.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da FCT.

REFERÊNCIAS

- [1] Naaman, A.E. (2008). High performance fiber reinforced cement composites. In: Shi, C., Mo, Y.L. (eds.) High-Performance Construction Materials: Science and Applications, pp. 91–153.
- [2] Bastien-Masse M; Denarié E; Brühwiler E. (2016) Effect of fiber orientation on the in-plane tensile response of UHPFRC reinforcement layers. Cement and Concrete Composite Vol. 62, pp. 111-125.
- [3] Nunes, S.; Pimentel, M.; Carvalho, A. (2016). Non-destructive assessment of fibre content and orientation in UHPFRC layers based on a magnetic method”, Cement and Concrete Composites, Vol. 72, pp. 66-79.
- [4] Nunes, S.; Pimentel, M.; Ribeiro, F.; Milheiro-Oliveira, P.; Carvalho, A. (2017). Estimation of the tensile strength of UHPFRC layers based on non-destructive assessment of the fibre content and orientation, Cement and Concrete Composites, Vol. 83, pp. 222-238.
- [5] Abrishambaf, A. ; Pimentel, M.; Nunes, S. (2017). Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites. Cement and Concrete Research, 97, pp. 28–40.
- [6] Foster S. J. (2001). On Behavior of High-Strength Concrete Columns: Cover Spalling, Steel Fibers, and Ductility. ACI Structural Journal. 98:583–589.
- [7] Laranjeira, F.; Grünewald, S.; Walraven, J.; Blom, C.; Molins, C.; Aguado, A. (2011). Characterization of the orientation profile of steel fiber reinforced concrete. Materials & Structures; 44:1093–1111.
- [8] Di Prisco, M., Ferrara L., Lamperti M.G.L. (2013). Double edge wedge splitting (DEWS): an indirect tension test to identify post-cracking behaviour of fibre reinforced cementitious composites. Materials & Structures, 46:1893–1918.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Determinación de la absorción de energía del hormigón reforzado con fibras mediante el ensayo de panel EFNARC y el ensayo Barcelona

S. Carmona ⁽¹⁾ y C. Molins ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5668>

RESUMEN

Actualmente, los shotcretes reforzado con fibras (FRS) que se utilizan en la construcción de sostenimientos de túneles de faenas mineras en Chile, se especifican y controlan a través de su capacidad de absorción de energía, la que se determina mediante el ensayo de panel cuadrado, siguiendo la recomendación EFNARC. Sin embargo, esta prueba no permite controlar la calidad del hormigón proyectado directamente sobre la roca, así como tampoco la verificación de puntos dudosos o no controlados. Debido a esto, se ha propuesto controlar los FRS mediante el ensayo Barcelona (BCN), que es un ensayo de tracción indirecta que se puede ejecutar utilizando testigos cortados directamente desde el soporte endurecido de túnel. Para aplicar progresivamente el ensayo BCN en reemplazo del ensayo de paneles, a partir de resultados experimentales se ha obtenido a relación tipo código que permite obtener la capacidad de absorción de energía del FRS a partir de ensayos de cilindros sometidos a doble punzonamiento. La expresión obtenida, fue validada con una segunda campaña experimental obteniendo resultados ampliamente satisfactorios.

PALABRAS CLAVE: capacidad de absorción de energía, hormigón reforzado con fibras, ensayo de panel cuadrado, ensayo Barcelona

1.- INTRODUCCIÓN

En Chile, en los últimos años, los hormigones proyectados o shotcrete reforzados con fibras (SRF) están siendo ampliamente utilizados para el revestimiento de túneles, especialmente en proyectos hidroeléctricos y faenas mineras, como se puede ver en la Fig. 1. En esos proyectos, los diseños de los sostenimientos se basan principalmente en el método Q – Barton modificado [1], [2], el que relaciona la calidad del macizo rocoso con la capacidad de absorción de energía mínima del FRS, la que se determina mediante el ensayo de paneles cuadrados muestreados durante la proyección, siguiendo las recomendaciones dadas en "European Specification for Sprayed Concrete" publicado por EFNARC [3].



Figura 1. Proyección de FRS en una faena minera en Chile.

Sin embargo, esta prueba requiere probetas de gran tamaño y peso, que deben ser llenadas durante la proyección del FRS en el túnel. Esto a menudo hace que el panel presente defectos o daños que alteran los resultados, aumentando la dispersión de los resultados, con coeficientes de variación (CoV) entre especímenes de la misma muestra superior al 20% [4]. Adicionalmente, el uso de paneles para el control de calidad de los FRS no permite verificar la calidad del sostenimiento resultante, así como tampoco volver a ensayar el FRS de un punto dudoso.

Debido a lo anterior, diferentes autores han considerado que este tipo de ensayo no es adecuado para el control de calidad del FRS en obra [5], [6], lo que ha motivado el uso del ensayo de tracción indirecta por doble punzonamiento (DPT) propuesto por Molins et al. [5], conocido como “ensayo Barcelona (BCN)”, para este propósito [7].

El ensayo BCN, normalizado en España por AENOR [7], se caracteriza por su simplicidad de ejecución y la baja dispersión de sus resultados, lo que, sumado a un gran número de investigaciones experimentales y numéricas, han permitido tener un mayor conocimiento de la respuesta de los HRF sometidos a doble punzonamiento.

El objetivo de este artículo es presentar los resultados de dos extensas campañas experimentales, las que, usando muestras de laboratorio y de obra, han permitido realizar un análisis de la respuesta de los paneles cuadrados y establecer una correlación entre la capacidad de absorción de energía de los FRS determinada mediante el ensayo de paneles cuadrados y la energía disipada por el FRS sometido a doble punzonamiento.

2. DETERMINACIÓN DE LA TENACIDAD DE LOS FRS

2.1.- Ensayo de Panel EFNARC

De acuerdo con la recomendación de EFNARC [3], las dimensiones mínimas de las muestras obtenidas en obras deben ser $600 \times 600 \times 100$ mm para proyección manual y 1000

$\times 1000 \times 100$ mm para proyección con robot. La determinación de la capacidad de absorción de energía se realiza ensayando paneles cuadrado de 600×600 mm y 100 mm de espesor, apoyado en sus cuatro bordes, dejando una luz libre entre bordes opuestos de 500 mm. El ensayo se realiza bajo control de desplazamiento del actuador, a una velocidad de deflexión central de 1,5 mm/min y la carga se aplica en el centro del panel, sobre una superficie de contacto de 100×100 mm, como se puede ver en la Fig. 2.



Figura 2. Configuración establecida por EFNARC para el ensayo de panel cuadrado.

Durante el ensayo, la carga y deflexión central se registran en forma continua hasta que se alcanza una deflexión central de al menos 30 mm. Usando esa respuesta, la capacidad de absorción de energía hasta una deflexión central de 25 mm, E_{25} , se calcula como:

$$E_{25} = \int_0^{25} P(\delta) d\delta \quad (1)$$

Donde $P(\delta)$ es la carga en función de la deflexión.

Debido a múltiples factores propios de la proyección, tales como la presión, distancia y ángulo de proyección, así como del muestreo, incluyendo condiciones de apoyo del molde, curado, transporte y posterior corte de los paneles en el laboratorio, sumado a que los paneles son pesados y difíciles de manipular, tanto en las obras como en laboratorio, lo que hace que muchos paneles presenten daños o defectos que alteran los resultados, existe una alta variabilidad de los resultados, con coeficientes de variación (CoV) intra muestra que pueden superar el 20%.

Otra fuente de error frecuente es el punto de medición de la deflexión. En la Fig. 3a, se muestran las curvas carga – deflexión obtenidas midiendo la deflexión sobre las caras superior e inferior de un panel. En ella se puede ver que, para una deflexión central de 25 mm medida sobre la cara inferior del panel, la deflexión medida sobre la cara superior es considerablemente menor, con el consecuente efecto en el cálculo de la energía absorbida.

Finalmente, se ha observado que, para bajas cuantías de fibras, la falla se produce por flexión, con la formación de dos grietas diagonales o en forma de cruz. Por otra parte, en paneles reforzados con cuantías medias y altas, inicialmente se produce la fisuración por flexión, la que provoca los primeros picos que se pueden observar en las curvas $P - \delta$. Sin embargo, debido a la presencia de las fibras, para mantener la velocidad de deformación establecida, el sistema de ensayos debe incrementar la carga, lo que sumado a la fuerza de roce que se desarrolla en la zona apoyada del panel, da origen a una falla por punzonamiento, lo que se refleja en la formación de grietas en torno a la zona cargada, como se puede ver en la Fig. 3b, limitando el trabajo de las fibras en tracción, distorsionando la medición de la deflexión realizada sobre la cara superior del panel y permitiendo concluir que el panel no falla sólo por flexión. Entonces, existe incertidumbre sobre que propiedad del HRF se determina mediante este ensayo. Dicha incertidumbre dificulta significativamente el desarrollo de correlaciones basadas en la interpretación física de los fenómenos implicados. Por esta razón, en esta ponencia se plantea una correlación estrictamente empírica entre ellos.

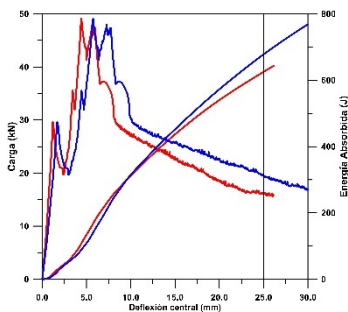


Figura 3. (a) Comparación de la medición de la deflexión central respecto de la cara inferior (línea roja) y superior (línea azul) del panel; (b) Falla por cortante por punzonamiento observada en paneles con cuantías de fibras medias y altas.

2.2.- Ensayo de doble punzonamiento o Barcelona

El ensayo de doble punzonamiento (DPT) o ensayo BCN, es un ensayo de tracción indirecta en el que un cilindro de HRF se somete a doble punzonamiento mediante cargas de compresión aplicada a través de dos punzones de acero colocados en el centro de las caras superior e inferior, respectivamente, como se puede ver en la Fig.4. A diferencia de otros ensayos de tracción indirecta utilizados para controlar las propiedades de los HRF, este ensayo se puede ejecutar en una prensa convencional para ensayos de compresión, con control de desplazamiento. El cilindro debe tener un diámetro ($2b$) igual a su altura ($2h$), esto es $2b / 2h = 1$, y los punzones tienen un diámetro ($2a$) igual a 0.25 del diámetro de la probeta. De acuerdo con la norma UNE 83 515 [7], el diámetro de la probeta debe ser de 150 mm, lo que permite utilizar probetas moldeadas o testigos cortadas desde estructuras existentes. Durante el ensayo, se debe registrar en forma continua la carga aplicada y el desplazamiento total de apertura de fisura ($TCOD$ por Total Circumferential Opening Displacement), medida a la mitad de la altura de la probeta.

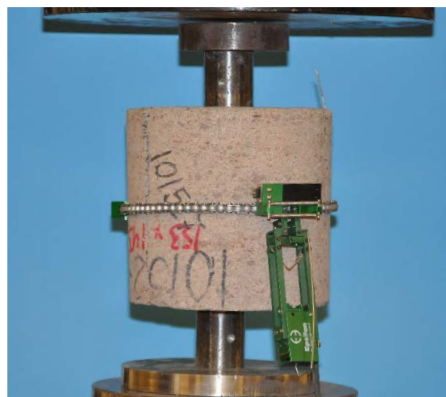


Figura 4. Configuración del ensayo BCN.

Durante el ensayo, debido a las cargas concentradas, bajo los punzones se produce un volumen cónico de compresión triaxial, el que tiende a provocar un incremento del diámetro del cilindro, generando un estado de tensiones de tracción perpendicular a los planos radiales de la probeta. Cuando este estado tensional excede la resistencia a tracción de la matriz cementicia, se abren y propagan fisuras perpendiculares a este campo de tensiones. Esto hace que los punzones penetren en la probeta, incrementando su diámetro y provocando la formación de fisuras radiales, como se muestran en la Fig. 5, donde puede ver el estado final de las probetas, que presentan dos grietas alineadas o tres grietas distribuidas a 120° o, a veces, cuatro grietas perpendiculares [6].

Cuando la probeta se agrieta, la dilatación circunferencial corresponde al desplazamiento total de apertura de fisuras ($TCOD$), y la energía disipada, E_{BCN} , se puede calcular como:

$$E_{BCN} = \int_0^{TCOD} P(TCOD)dTCOD \quad (2)$$

De acuerdo con la norma UNE 83515, la energía debe ser determinada a los valores de $TCOD = 2.0$ mm, 2.5 mm, 4.0 mm y 6.0 mm.

3.- CORRELACIÓN ENTRE E_{25} Y $E_{BCN,6}$

3.1.- Criterios para establecer la correlación

A partir de una investigación experimental en la que se ensayaron hormigones reforzados con tres cuantías de fibras sintéticas, Carmona y Molins [4] propusieron una relación tipo código entre la capacidad de absorción de energía, E_{25} , y la energía disipada, E_{BCN} , se propuso utilizar una función no lineal de la forma dada en la expresión (3):

$$E_{25} = aE_{BCN}^b \quad (3)$$

Donde a y b son parámetros experimentales que dependen del tipo SRF, tales como la dosis de cemento, relación agua/material cementante y tipo y contenido de fibras utilizada.

Considerando que, de acuerdo con la recomendación EFNARC, la energía se debe determinar a una deflexión central de 25 mm, lo que representa un avanzado estado de agrietamiento y de daño del panel del panel, se ha propuesto comparar la energía E_{25} , con la energía disipada por el cilindro sometido a DPT a una apertura total de fisuras $TCOD = 6$ mm, lo que en el ensayo BCN también equivale a un avanzado estado de apertura de las fisuras, lo que permite a las fibras de refuerzo desarrollar completamente su capacidad de refuerzo.

3.2.- Datos utilizados

Con el objetivo de reemplazar el ensayo de paneles EFNARC por el uso del ensayo BCN para el control de los FRS en la construcción de túneles en las faenas mineras en Chile, se ha propuesto el siguiente procedimiento para obtener muestras comparables:

- Identificar 15 puntos donde los resultados de la capacidad de absorción de energía determinada en los ensayos de los paneles muestrados durante el proceso de proyección del FRS presentaban un CoV menor que el 10%.
- En los puntos seleccionados, cortar 2 testigos de 150 mm desde el FRS endurecido del soporte del túnel.
- Mediante el ensayo BCN determinar la energía disipada por los testigos a una apertura $TCOD = 6,0$ mm.
- Con los resultados obtenidos, realizar un análisis estadístico, descartando datos atípicos y estableciendo una correlación entre la capacidad de absorción de energía del panel cuadrado EFNARC y la energía disipada por el FRS en el ensayo BCN.

Los datos utilizados fueron obtenidos desde un proyecto de construcción de túneles para faenas mineras donde el hormigón se refuerza con 5 kg/m³ de fibras sintéticas de 48 mm de longitud, con una resistencia a tracción de 640 MPa, un peso específico de 9.1 kN/m³ y un módulo de Young de 10 GPa. La resistencia a la compresión del hormigón ($f_{cm,28}$) es de 55 MPa. Siguiendo este procedimiento, se seleccionaron las 15 muestras con resultados de ensayos de panel cuadrado EFNARC que se dan en la Tabla 1.

En los mismos puntos donde se obtuvieron las muestras de la Tabla 1, se cortaron testigos de 150 mm de diámetro y 150 mm de longitud para realizar los ensayos BCN. Estos ensayos se ejecutaron en una prensa hidráulica de 300 kN de capacidad bajo control de desplazamiento, siguiendo las especificaciones y configuración dada en la norma UNE 83 515, mostrada en la Fig. 2. La deformación circunferencial fue medida con un extensómetro circunferencial de 12 mm de rango total y los datos fueron registrados en forma continua a razón de 2 datos/s, obteniéndose los resultados que se dan en la Tabla 2.

Tabla 1. Valores de E_{25} utilizados para establecer la correlación.

<i>Muestra</i>	<i>Panel 1</i>	<i>Panel 2</i>	E_{25} (J)	CoV (%)
1	1005	967	986	2,7
2	1036	1025	1031	0,8
3	986	979	983	0,5
4	1009	998	1004	0,8
5	996	977	987	1,4
6	990	986	988	0,3
7	1023	910	967	8,3
8	1000	1001	1001	0,1
9	940	1004	972	4,7
10	1020	1004	1012	1,1
11	1025	1014	1020	0,8
12	948	931	940	1,3
13	978	1028	1003	3,5
14	970	953	962	1,3
15	986	1022	1004	2,5

Tabla 2. Valores de $E_{BCN,6}$ obtenidos de los ensayos de testigos.

<i>Muestra</i>	<i>BCN 1</i> (J)	<i>BCN 2</i> (J)	$E_{BCN,6}$ (J)	CoV (%)
1	218	237	228	5,9
2	231	349	290	28,8
3	292	258	275	8,7
4	305	305	305	0,0
5	244	208	226	11,3
6	172	300	236	38,4
7	236	200	218	11,7
8	230	220	225	3,1
9	191	219	205	9,7
10	287	295	291	1,9
11	254	177	216	25,3
12	322	311	317	2,5
13	276	292	284	4,0

Como se puede ver en la Tabla 2, los valores de muestras 14 y 15 fueron descartados debido a que ellas presentaron una falla frágil debido a un bajo contenido de fibras. Por otra parte, las cinco muestras destacadas en negrillas no fueron incluidas en el análisis, debido a que el CoV intra muestra es mayor al 10%.

3.3.- Correlación obtenida

Con los datos válidos y usando un software para análisis estadístico, se determinó la relación entre $E_{BCN,6}$ y E_{25} , dada en la ecuación (4):

$$E_{25} = 639,4 \times E_{BCN,6}^{0,08} \quad (4)$$

En la Fig. 5a y Fig. 5b se compara la ecuación (4) con los resultados experimentales, observándose que las diferencias son menores a $\pm 2 \%$.

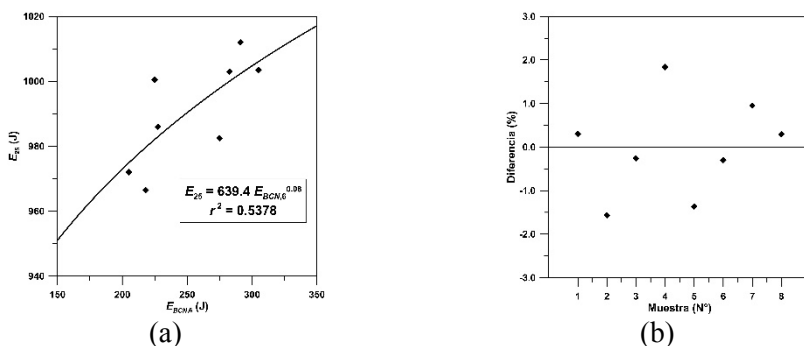


Figura 5. (a) Comparación de los valores experimentales y la ecuación (4); (b) Diferencia porcentual entre los valores experimentales de E_{25} y la ecuación (4).

4.- VALIDACIÓN DE LA CORRELACIÓN

Para validar la ecuación (4), se realizó un segundo muestreo en el mismo túnel, tanto de paneles como de testigos, los que se ensayaron siguiendo los procedimientos descritos anteriormente, obteniéndose los resultados que se presentan en la Tabla 3, donde, entre paréntesis, en la que se incluye el coeficiente de variación de cada muestra.

Observando los resultados de la Tabla 3, se puede ver que, en la mayoría de los valores, la capacidad de absorción de energía estimados usando la ecuación (4) tiene una la diferencia con los valores experimentales menor al 10%.

Por otra parte, si se determinar E_{25} usando el valor promedio de $E_{BCN,6}$ en la ecuación (4), se obtiene un valor estimado de la capacidad de absorción de energía del FRS de 1000 (J), el que coincide con el promedio alcanzado con los valores experimentales.

En los valores experimentales de energía de los ensayos EFNARC y Barcelona de la Tabla 3, se comprueba que a pesar de la relativamente gran dispersión que tienen una a una las determinaciones, en particular aquellas resultantes del ensayo Barcelona, la dispersión de aplicar la correlación es menor que las que tienen las propias determinaciones del ensayo BCN. Por tanto, aunque existe una diferencia del 27% cuando se compara experimento del panel con la correlación a partir del ensayo BCN, se considera posible dentro de las

dispersiones propias de la obra. En este sentido, cabe añadir que los testigos extraídos del sostenimiento presentan en la mayoría de los casos una dispersión comparable con la que presentan los paneles EFNARC de control.

Tabla 3. Validación de la ecuación (4).

Muestra	$E_{BCN,6}$ (J)	E_{25} (J)		Diferencia (%)
		Ecuación (4)	Experimental	
1	244 (18,8)	992	1018 (6,7)	2,6
2	276 (22,9)	1002	1033 (4,6)	3,0
3	318 (10,6)	1014	1079 (18,1)	6,4
4	232 (7,0)	989	1100 (12,5)	11,3
5	312 (22,2)	1012	1006 (8,3)	-0,6
6	330 (11,2)	1017	779 (15,1)	-23,4
7	293 (9,5)	1007	1279 (s/i)	27,0
8	241 (16,1)	991	950 (9,3)	-4,2
9	292 (6,0)	1007	847 (6,7)	-15,9
10	203 (35,4)	978	1028 (4,6)	5,1
11	306 (7,1)	1011	1044 (16,4)	3,3
12	247 (32,5)	994	894 (1,3)	-10,0
13	240 (12,8)	991	1033 (20,1)	4,2
14	252 (19,6)	995	935 (17,3)	-6,0
15	257 (14,3)	997	1031 (1,3)	3,5
Promedio	269	1000	1003	

5.- CONCLUSIONES

En importantes proyectos de construcción de túneles para faenas mineras que se están construyendo en Chile, la capacidad de absorción de energía de los FRS se determina mediante el ensayo de panel cuadrado propuesto por EFNARC. Sin embargo, para la ejecución de este ensayo se requiere de probetas pesadas, las que no permiten controlar la calidad del material proyectado en el sostenimiento.

Para facilitar los procedimientos de muestreo y ejecución de los ensayos de control, se ha propuesto el uso del ensayo Barcelona en reemplazo de los ensayos de paneles. El ensayo BCN se caracteriza por requerir una probeta relativamente pequeña, la que se puede obtener cortando testigos desde el sostenimiento endurecido.

Considerando que el proyecto especifica una capacidad de absorción de energía de $E_{25} = 1000$ (J), se ha establecido empíricamente una correlación con la energía disipada determinada mediante el ensayo BCN, la que ha sido validada con una campaña

experimental adicional, realizada con muestras obtenidas desde otro frente de trabajo del proyecto. Cabe señalar que dicha correlación es por ahora sólo válida para el hormigón estudiado. Por ello, se está investigando la posibilidad de obtener una correlación generalizada entre dichos ensayos.

REFERENCIAS

- [1] Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974) 'Engineering classification of rockmass for the design of tunnel support'. *Rock Mechanisc*, 6 (4), 189 – 236.
- [2] Barton N, Bandis SC (1990), 'Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice'. *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints*, Loen, Norway, pp. 603–610.
- [3] EFNARC (1996), *European Specification for Sprayed Concrete*. European Federation of National Associations of Specialist Contractors and Material Suppliers for the Construction Industry. 30 pp.
- [4] Carmona, S., Molins, C. (2016), 'Use of Barcelona test for controlling fiber reinforced shotcrete in tunnelling'. *Proceedings of 13th International Conference Underground Construction Prague*, Czech Republic, 7 pp.
- [5] Molins, C., Aguado, A., Mari, A. Quality control test for SFRC to be used in precast segments. *Tunn Undergr Space Technol* 2006, 21 (3), 423 – 424.
- [6] Carmona, S., Aguado, A., Molins, C. (2012), 'Generalization of then Barcelona test for the toughness control of FRC'. *Materials & Structures*, 45 (7), 1053 – 1069.
- [7] AENOR, "UNE 83-515. Hormigones con fibras. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona,". AEN/CTN 83–Hormigón, Madrid, 2010, pp. 8.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Capacidad de autosanación de mortero con aditivos cristalinos mediante absorción capilar

Marta Roig-Flores ^(1,2), Chrysoula Litina ⁽³⁾, Abir Al-Tabbaa ⁽³⁾ y Pedro Serna ⁽¹⁾

⁽¹⁾ ICITECH Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, Universitat Politècnica de València, España.

⁽²⁾ Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), Madrid, España.

⁽³⁾ Department of Engineering, University of Cambridge, United Kingdom.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5831>

RESUMEN

En las estructuras de hormigón armado, las fisuras suponen un potencial punto de entrada para los agentes agresivos. Los aditivos cristalinos son un tipo de aditivo reductor de la permeabilidad, considerados promotores de la autosanación en hormigón. El objetivo de este trabajo es analizar la mejora de durabilidad producida al utilizar aditivos cristalinos en mortero en términos de absorción capilar y cierre de fisuras. Las probetas se prefisuran a la edad de 7 días mediante flexión a tres puntos, para conseguir fisuras entre 0.25 y 0.40 mm. Una vez fisuradas, se almacenan durante 28 días en diferentes condiciones de sanado: inmersión en agua, cámara húmeda y ciclos de inmersión/cámara húmeda. La capacidad de autosanación se evalúa mediante la absorción capilar exclusivamente en la zona de la fisura, aislando el resto de la probeta. Además, se analiza la evolución del cierre visual de las fisuras a distintos tiempos utilizando microscopio óptico, y el efecto producido por estos aditivos en la resistencia e hidratación de la mezcla. Los resultados muestran la necesidad de contacto directo con agua para las reacciones de autosanado y que la mayor parte de la reacción se produce durante las dos primeras semanas de sanado.

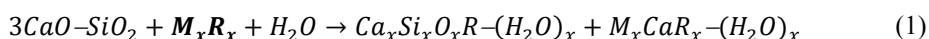
PALABRAS CLAVE: autosanado, mortero, aditivos cristalinos, absorción, fisuras

1.- INTRODUCCIÓN

En las estructuras de hormigón armado, las fisuras son un potencial punto de entrada para los agentes agresivos, que pueden activar o acelerar distintos procesos de degradación. Generalmente, las fisuras menores a 0,40 mm no se suelen considerar relevantes desde un punto de vista estructural, no obstante, su aparición produce pérdidas de propiedades por aumentos de permeabilidad, absorción, y difusión de cloruros. Los materiales autosanables son materiales con la capacidad de reparar sus propios daños de forma autónoma o con un estímulo externo mínimo [1]. Las estructuras construidas con materiales autosanables se

beneficiarían de una vida útil incrementada y de costes de mantenimiento disminuidos debido a este sanado autónomo de pequeños daños.

El hormigón posee un mecanismo de autosanación natural [1], denominado sanación autógena, que consiste en el cierre de las microfisuras por actuación de la hidratación continuada de las partículas de cemento anhidro y la formación de carbonato cálcico principalmente. La sanación autógena tiene una efectividad limitada y resulta difícil de predecir, por lo que generalmente no se considera en el diseño del hormigón. Los aditivos cristalinos (CA) son un tipo de aditivo reductor de la permeabilidad con propiedades hidrofílicas [2], que, además, están considerados agentes promotores de la autosanación en hormigón, sellando fisuras capilares al ser activados por la humedad. Estos aditivos se añaden directamente en la matriz del hormigón durante el mezclado. Existe un cierto número de productos comerciales que encaja con las características de estos agentes, pero su composición y formulación se mantienen confidenciales. Según el informe del comité 212 del ACI [2], los aditivos cristalinos reaccionan con el silicato tricálcico para formar geles CSH modificados, y un precipitado derivado del calcio (ambos según el tipo de promotor cristalino), ver Ecuación (1).



Sin embargo, hay otros estudios que indican que estos aditivos reaccionan con la portlandita [3, 4]. Además, algunas publicaciones muestran presencias de diferentes óxidos en las composiciones, como trióxido de azufre [3] u óxido de sodio [5]. Esto apoya la idea de que bajo la categoría de aditivos cristalinos se están englobando aditivos con diferentes tipos de comportamiento.

Varios investigadores han estudiado el comportamiento de estos aditivos en mortero y hormigón. Respecto al cierre visual de la fisura en morteros [5], el aditivo mejora los resultados en el caso de prefisuras jóvenes (3 días) y pequeñas (< 100 µm), pero no para prefisuras realizadas a los 28 días. En otros estudios se han obtenido sellados completos para fisuras de 150 µm producidas a la edad de 28 días, tras un sanado de 28 días bajo el agua [6], e incluso para fisuras de 150-200 µm [7], pero sin mejoras claras en comparación con las probetas de control. En cuanto a recuperación de la impermeabilidad, a bajas presiones y edades de prefisuración de 28 días estos aditivos no parecen mejorar la sanación [6], mientras que en probetas de hormigón prefisuradas a los 2-3 días, y sometidas a altas presiones [7, 8], los aditivos cristalinos proporcionarían una respuesta más estable que la sanación autógena. En cuanto a la recuperación de resistencias mecánicas, los resultados obtenidos en la literatura reportan mejoras marginales [9] o pequeñas [10]. Los diferentes estudios muestran resultados coincidentes respecto a la necesidad de estos aditivos de estar en contacto directo con agua para activarse, obteniendo las respuestas óptimas al dejar las probetas sanando en inmersión de agua [7, 8], aunque en algunos casos la combinación de ciclos humedad/secado ha resultado la exposición óptima [9].

Los ensayos de absorción de agua evalúan el movimiento del agua a través de los poros y capilares. Algunos autores han adaptado los ensayos tradicionales para hormigón fisurado, aislando la zona de la fisura para evaluar esta propiedad en la zona de interés [11, 12], ya

sea con una pintura impermeable o recubrimiento de silicona, de modo que se garantice flujo unidireccional en la probeta. Se ha demostrado que probetas con mayor número de fisuras obtenían mayores valores de sorptividad, y que con el envejecimiento este parámetro se ve reducido [13].

En este trabajo se utilizan técnicas de evaluación de absorción capilar a morteros con y sin aditivos cristalinos, siguiendo el proceso descrito en estudios anteriores [14, 15], así como medición del cierre de fisura y el estudio en otras propiedades del mortero, incluyendo resistencia a compresión, fluidez e hidratación.

2.- MATERIALES Y METODOLOGÍA

2.1.- Composición de la mezcla

El cemento utilizado fue un cemento Portland CEM I 52.5 R, de Hanson Heidelberg Cement Group. Se utilizó árido fino silíceo con un tamaño máximo de grano de 4 mm. El agua utilizada para los ensayos fue agua corriente. La composición utilizada para los morteros sigue la norma EN 196. El aditivo cristalino utilizado se añadió en un 4% respecto al peso de cemento, en sustitución del árido fino (Tabla 1). La mezcla con aditivo resultó notablemente más fluida que la de control, pero no se añadió aditivo fluidificante para mantener una composición comparable en ambos casos. La menor fluidez de la mezcla de control se compensó con un compactado más enérgico mediante vibrado.

Tabla 1. Composición de los morteros utilizados

(gr/l)	Control	CA
Cemento	450	450
Agua	225	225
Árido fino	1350	1332
Aditivo cristalino	-	18

Para el mezclado se utilizó una amasadora Hobart de capacidad de 12 litros. El proceso de amasado seguido consiste en: 1) mezclar arena, cemento y el aditivo cristalino hasta que tengan un aspecto uniforme, alrededor de dos minutos, 2) añadir un tercio del agua y mezclar a velocidad lenta durante un minuto, 3) añadir el resto del agua durante un minuto mezclando a velocidad lenta, 4) velocidad alta durante un minuto, 5) se para la amasadora y se recuperan los restos de las paredes de la amasadora, y 6) amasado a velocidad lenta durante un minuto. Las probetas se desmoldaron a las 24 horas en el grupo de control y a los 3 días en el grupo con aditivos cristalinos, ya que retrasaron notablemente el fraguado. Tras el desmoldado se almacenaron en cámara de humedad a 20°C y 100% de humedad relativa. Se prepararon probetas prismáticas 40×40×160 mm³ reforzadas con un alambre de acero para la evaluación del sanado y cubos de dimensiones 40×40×40 mm³ para cuantificar la adquisición de resistencias a compresión de ambas mezclas. Para cada grupo de análisis se han ensayado un mínimo de 3 probetas para tener resultados representativos.

2.2.- Metodología para la evaluación del autosanado

El método de prefisuración utilizado es el ensayo a flexión en tres puntos. Previamente al ensayo, las probetas prismáticas se entallan para forzar la localización de la fisura en la sección central. Se utilizó una galga extensométrica tipo clip de Instron para medir la abertura de fisura durante el ensayo. La velocidad de carga utilizada fue de 0.25 mm/min. Todas las probetas se prefisuraron a la edad de 7 días y obtuvieron picos de carga similares.

El autosanado se ha evaluado mediante el cierre visual de las fisuras y ensayos de absorción capilar. Estos ensayos se han realizado después del proceso de prefisuración, es decir, a los 7 días antes de ser introducidos en los ambientes de sanación, a diferentes edades tras el inicio del proceso de sanado (en el caso del cierre de fisuras) y al finalizar los 28 días de sanado (para ambos ensayos).

Para el estudio del cierre visual de las fisuras, se utilizó un microscopio Leica S6D con cámara DFC 295 para realizar fotografías en distintos momentos del proceso de sanado. Se tomaron fotos después de 0, 7, 14 y 28 días de sanado, y en 3 puntos definidos, siguiendo el esquema de la Figura 1. Las fisuras obtenidas varían entre 0.25 mm y 0.50 mm.

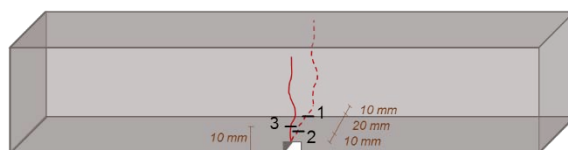


Figura 1. Puntos de medida del cierre de fisuras en las probetas de mortero

Para la evaluación mediante absorción capilar se han utilizado probetas de referencia sin fisurar que acompañan en todo momento a las probetas fisuradas y sanadas, de modo que todas ellas tienen una misma historia de humedad interna. Esto permitirá normalizar los resultados utilizando como referencia los valores obtenidos en dichas probetas de acompañamiento. Para preparar las probetas para el ensayo, se cubren las partes inferiores y laterales de las probetas con cinta adhesiva de aluminio, de modo que el agua sólo entre por el área de la entalla y la fisura. Este aislamiento se realiza tanto en las probetas fisuradas como en las de referencia, de modo que la única diferencia entre ambos grupos sea la fisura. Una vez aisladas, se pesa cada probeta (tiempo 0), y se colocan en recipientes con una pequeña capa de agua, en contacto con la cara inferior de la probeta, pero sin sumergirla, de modo que el agua se adsorba en la entalla y la fisura (Figura 2). Durante el ensayo se realizan medidas consecutivas del peso de la probeta en tiempos crecientes durante un tiempo total de 4 horas y 16 minutos. Antes de cada medida de peso se seca levemente la superficie de la probeta con un paño. Antes del ensayo final de absorción capilar, todas las probetas se dejaron secar en ambiente de laboratorio durante 1 día.

El volumen absorbido acumulado se calcula como el cambio en masa dividido por el área transversal de la probeta y la densidad del agua (Ec. 2). Tras este cálculo, se representa el volumen absorbido acumulado frente a la raíz del tiempo, y se calcula el índice de sorptividad como la pendiente de la regresión lineal.

$$i \text{ (mm)} = \frac{M_t \text{ (gr)} - M_0 \text{ (gr)}}{\rho_{\text{agua}} \left(\frac{\text{gr}}{\text{mm}^3} \right) * \text{Área}_{\text{entalla}} \text{ (mm}^2\text{)}} = \frac{M_t - M_0}{0.000998 * (5 * 40)} \quad (2)$$

La sorptividad debida a la fisura se ha calculado como la resta entre la sorptividad de las probetas fisuradas y la media obtenida para las probetas de referencia.

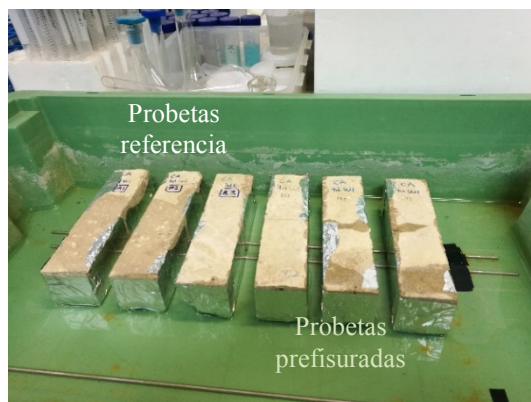


Figura 2. Ensayo de absorción capilar en probetas de referencia y probetas fisuradas

Se han comparado tres ambientes de sanado para las dos mezclas, con el objetivo de discernir el efecto de la cantidad de agua accesible a la probeta. Las tres condiciones han sido inmersión en agua, cámara de humedad (a 20°C y 100% de humedad relativa) y ciclos humedad secado, consistentes en 1 semana en inmersión y 1 semana en cámara de humedad. En todos los casos el tiempo total de sanado es de 28 días. Las probetas en las condiciones de sanado se han colocado de modo que la fisura se encuentre en posición sin carga, con la entalla orientada verticalmente. En todo momento se ha mantenido el mismo criterio de orientación en los puntos señalados para las medidas de cierre de fisuras: los puntos “3” se han mantenido en la cara superior, mientras que los puntos “1” y “2” se han dejado en posición lateral.

2.3.- Otros ensayos realizados

Además de los ensayos realizados para evaluar el autosanado, se ha analizado el efecto del aditivo cristalino en la consistencia (EN 1015-3), resistencia a compresión (EN 196-1) aplicado a cubos de 40 mm de lado, y en los procesos de hidratación. La resistencia a compresión se ensayó a las edades de 2, 3, 4, 7 y 28 días para la modificación en la adquisición de resistencias producida por el aditivo cristalino.

Los procesos de hidratación se analizaron durante 72 horas mediante calorimetría isoterma en un equipo I-Cal 2000 HPC en conformidad con la norma ASTM C1679. En este ensayo se analizaron morteros con 0, 1, 2 y 4% del aditivo cristalino.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Resultados de autosanado

El cierre visual de las fisuras, se ha analizado en diferentes posiciones. Generalmente, las fisuras en la cara lateral permanecieron abiertas, mientras que las fisuras superiores presentaron precipitados distribuidos homogéneamente por toda la superficie. Las fisuras analizadas en la cara inferior, originalmente no consideradas en el estudio, muestran formación de estalactitas y resultaron las que obtuvieron mayores cierres. Esto pone de manifiesto la necesidad de especificar la posición de la fisura en el ambiente de sanado.

Las probetas sanadas en cámara húmeda no mostraron precipitados, mientras aquellas que sanaron en inmersión de agua de forma continua o intermitente (en el caso de los ciclos) presentaron precipitados, especialmente en el grupo con aditivos cristalinos (Figura 3), obteniendo en varios casos precipitados con espesores hasta 0.25 mm tras 28 días de sanado. En ningún caso se obtuvo un cierre completo de la fisura.

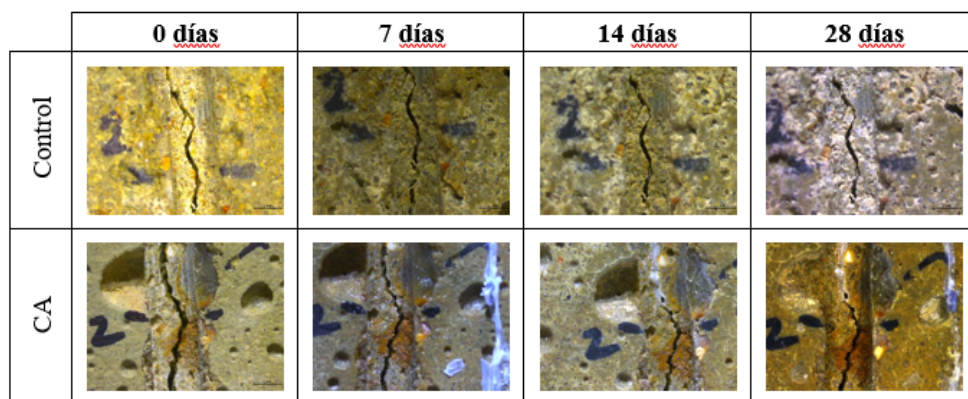


Figura 3. Ensayo de absorción capilar en probetas de referencia y probetas fisuradas

Estos resultados contrastan con los obtenidos por estudios anteriores con el mismo aditivo, en los que la fisura se mantuvo en posición lateral durante el sanado, y los resultados de cierre de fisura resultaron superiores para valores similares de abertura de fisura [7]. La principal diferencia entre ambos estudios se debe a la edad de prefisuración, ya que, aunque el tiempo de sanado es mayor, el sanado se produce más notablemente durante los 14 días de sanado [6, 16]. Por esto, la sanación autógena y el aditivo estudiado verían mermada su capacidad para fisuras producidas a los 7 o más días de edad de la mezcla.

Respecto a los ensayos de absorción capilar, la Figura 4 muestra que todos los grupos obtuvieron de media una sorptividad media inicial alrededor de $0.15 \text{ mm} \times \text{min}^{-1/2}$, excepto el grupo de control en inmersión de agua (CTRL-WI), que obtuvo un resultado ligeramente superior y el de control en cámara húmeda ligeramente inferior (CTRL-HC). Esto indicaría un daño inicial similar en todos los grupos estudiados. Según los resultados, el grupo con mejor resultado se corresponde con el grupo con aditivos cristalinos en inmersión en agua,

seguido de la misma mezcla sanada en ciclos y del grupo de control sanada en inmersión en agua. Al haber eliminado el efecto de la absorción de agua por el área analizada utilizando las probetas de referencia sin fisurar, estas diferencias de resultados se deberían a la formación de precipitados en el interior de la fisura o a una densificación de la matriz en la zona contigua a la fisura.

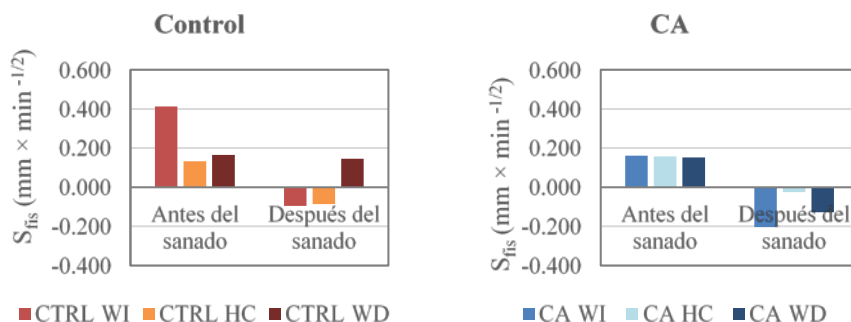


Figura 4. Resultados promedio de sorptividad de la fisura para cada grupo

3.2.- Otros ensayos

El ensayo de consistencia indica un incremento de la fluidez al utilizar el aditivo cristalino, pasando de consistencias secas (diámetros ~100 mm) a plásticas (diámetros ~155 mm). Los resultados de resistencia a compresión y de calorimetría indican un claro retraso de la hidratación y adquisición de resistencias al utilizar el aditivo (Figuras 5 y 6).

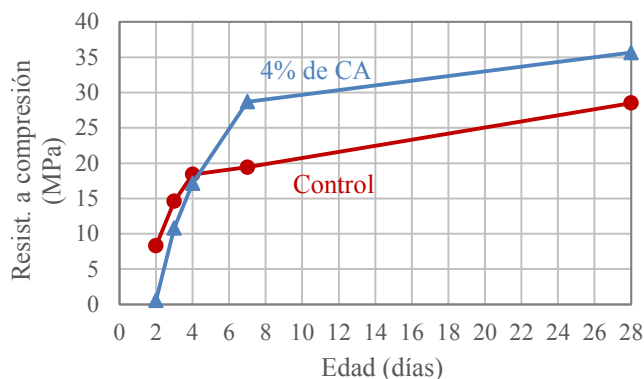


Figura 5. Resultados promedio de resistencia a compresión para distintas edades

La Figura 5 muestra que la velocidad de adquisición de resistencias es diferente hasta los 7 días. La mezcla con el aditivo cristalino estudiado obtiene resistencias a compresión menores hasta los 4 días de edad y, a partir de esa edad, obtiene mejores resistencias, llegando a una mejora del 25% a los 28 días. Sin embargo, esto se ha conseguido a costa de retrasar notablemente la hidratación (Figura 6), con un pico de actividad térmica retrasado

hasta 18 horas en el caso de añadir 4% del aditivo. Los resultados de calorimetría isoterma muestran un periodo latente de menor energía térmica, indicando una hidratación más lenta. Además, el pico de actividad se retrasa 8, 12 y 18 horas para los contenidos de 1, 2 y 4% de aditivo, respectivamente. Tras 30 horas la muestra de control tiene menor actividad que las muestras con aditivos. Respecto a las curvas de energía, relacionadas con la obtención de resistencias, los resultados con 1 y 2% de aditivo son similares a la curva de control, mientras que con 4% la curva sigue una tendencia muy distinta, empieza con valores menores al control, pero a partir de las 24 horas aumenta su pendiente. Aunque el ensayo sólo se realizó durante 72 horas, estos resultados sugieren que tras 4 días ambas curvas interseccionarían si la tendencia se mantiene. Esto sería coherente con los resultados obtenidos en cuanto a resistencias a compresión.

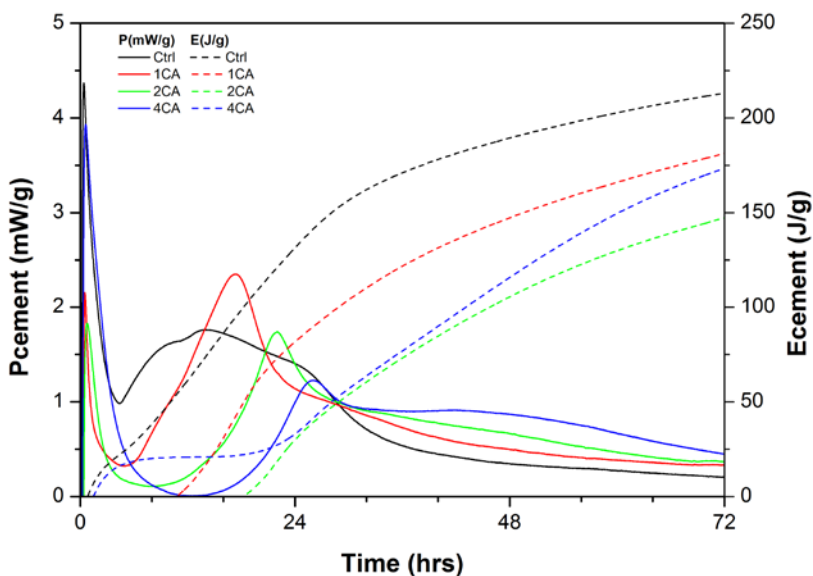


Figura 6. Resultados de calorimetría para la mezcla referencia (Ctrl) y distintos contenidos de aditivo cristalino (1%, 2% y 4% de CA)

4.- CONCLUSIONES

En este estudio se ha analizado la efectividad de un aditivo cristalino para mejorar las propiedades de autosanación de un mortero, en términos de cierre visual y absorción capilar. Además, se han estudiado los efectos de dicho aditivo en la hidratación y adquisición de resistencias. Las conclusiones que se pueden extraer son las siguientes:

- Un contenido del 4% del aditivo cristalino estudiado aumenta la trabajabilidad y retrasa la hidratación y adquisición de resistencias hasta los 3-4 días. A partir de ese momento incrementa la resistencia.
- Respecto al cierre de fisuras, se ha propuesto la necesidad de especificar la orientación de la fisura en el ambiente de sanado, ya que es un parámetro con una gran influencia

en el crecimiento de cristales y la formación de precipitados. Además, se ha comprobado que para fisuras producidas a partir de los 7 días de edad no se producen sellados completos en 28 días de sanado, para tamaños de fisura entre 0.25 y 0.50 mm. Los mejores resultados se han obtenido para el grupo con aditivos sanado en inmersión de agua, con precipitados de espesores máximos de 0.25 mm.

- En cuanto al análisis de sorptividad, los mejores se han obtenido nuevamente para el grupo con aditivos cristalinos sanados en inmersión de agua. Las diferencias en humedad interna entre los distintos grupos se han normalizado mediante el uso de probetas de acompañamiento sin fisurar.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen las ayudas otorgadas por la acción COST CA 15202, *Self-healing As preventive Repair of CONcrete Structures* (SARCOS) y el programa Erasmus+, así como a la empresa Sika AG por el suministro de materiales.

REFERENCIAS

- [1] De Rooij, M., Van Tittelboom, K., De Belie, N. and Schlangen, E., 'Self-healing Phenomena in Cement-based Materials: State-of-the-art', Report of RILEM Technical Committee 221-SHC (Springer, 2013).
- [2] ACI Committee 212, 'Report on chemical admixtures for concrete' American Concrete Institute (ACI), Chapter 15, Report ACI 212-3R-10 (2010) 46-50.
- [3] Sisomphon, K., Copuroglu, O. and Koenders, E., 'Effect of exposure conditions on self healing behavior of strain hardening cementitious composites incorporating various cementitious materials', *Construction and Building Materials* **42** (2013) 217-224.
- [4] Ferrara, L., Krelani V. and Moretti, F., 'On the use of crystalline admixtures in cement based construction materials: from porosity reducers to promoters of self healing', *Smart Materials and Structures* **25** (2016) 084002.
- [5] Jaroenratanapirom, D. and Sahamitmongkol, R., 'Self-Crack Closing Ability of Mortar with Different Additives' *Journal of Metals, Materials and Minerals* **21** (1) (2011) 9-17.
- [6] Sisomphon, K., Copuroglu, O. and Koenders, E.A.B., 'Self-healing of surface cracks in mortars with expansive additive and crystalline additive', *Cement & Concrete Composites* **34** (2012) 566-574.
- [7] Roig-Flores, M., Pirritano, F., Serna, P. and Ferrara, L., 'Effect of crystalline admixtures on the self-healing capability of early-age concrete studied by means of permeability and crack closing tests', *Construction and Building Materials* **114** (2016) 447-457.

- [8] Roig-Flores, M., Moscato, S., Serna, P. and Ferrara, L., 'Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments', *Construction and Building Materials* **86** (2015) 1-11.
- [9] Sisomphon, K., Copuroglu, O. and Koenders, E., 'Effect of exposure conditions on self healing behavior of strain hardening cementitious composites incorporating various cementitious materials', *Construction and Building Materials* **42** (2013) 217–224.
- [10] Ferrara, L., Krelani, V. and Carsana, M., 'A “fracture testing” based approach to assess crack healing of concrete with and without crystalline admixtures', *Construction and Building Materials* **68** (2014) 535-551.
- [11] Wang, J.Y., de Belie, N. and Verstraete, W., 'Diatomaceous earth as a protective vehicle for bacteria applied for self-healing concrete', *J Ind Microbiol Biotechnol* **39** (2012) 567-577.
- [12] Zhang, Z., Qian, S. and Ma, H., 'Investigating mechanical properties and self-healing behavior of micro-cracked ECC with different volume of fly ash', *Construction and Building Materials* **52** (2014) 17-23.
- [13] Alyousif, A., Lachemi, M., Yildirim, G. and Şahmaran, M., 'Effect of self-healing on the different transport properties of cementitious composites', *Journal of Advanced Concrete Technology* **13** (3) (2015) 112-123.
- [14] Alghamri, R., Kanellopoulos, A. and Al-Tabbaa, A., 'Impregnation and encapsulation of lightweight aggregates for self-healing concrete', *Construction and Building Materials* **124** (2016) 910-921.
- [15] Giannaros, P., Kanellopoulos, A. and Al-Tabbaa, A., 'Sealing of cracks in cement using microencapsulated sodium silicate', *Smart Materials and Structures* **25** (2016) 1-12.
- [16] Edvardsen, C., 'Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete', *ACI Materials Journal* **96** (4) (1999) 448-454.

Comportamiento diferido en estado fisurado de elementos de UHPFRC a flexotracción

Aitor Llano-Torre ⁽¹⁾, Juan Á. López ⁽²⁾, José R. Martí-Vargas ⁽¹⁾ y Pedro Serna ⁽¹⁾

⁽¹⁾ ICITECH Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, Universitat Politècnica de València, España.

⁽²⁾ PhD. Structural Engineer, Research & Development Concretes SL.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6144>

RESUMEN

En este trabajo se analiza el comportamiento a largo plazo de elementos de Hormigón de Ultra Alta Resistencia Reforzados con Fibras (en inglés UHPFRC) mediante una campaña experimental con tres tipos de probetas: cilíndricas ($\varnothing 100 \times 200 \text{mm}$), prismáticas “R” ($150 \times 150 \times 600 \text{mm}$) y prismáticas “S” ($150 \times 40 \times 600 \text{mm}$). Se realizaron ensayos de retracción y de fluencia a flexión en estado fisurado, así como de caracterización tanto a resistencia a compresión como flexotracción. Las probetas cilíndricas se destinaron a retracción, fluencia en compresión y resistencia a compresión simple, en tanto que las prismáticas se destinaron a fluencia en flexión y resistencia a flexotracción. En las probetas R se realizó una entalla de 50 mm de profundidad y fueron prefisuradas hasta alcanzar un Crack Mouth Opening Displacement (CMOD) de 0,65mm. Las probetas S fueron prefisuradas sin entalla hasta alcanzar una pérdida de rigidez del 50%. Se montaron las probetas en los bastidores de fluencia en donde se mantuvo un nivel de carga del 50% de la resistencia residual obtenida del ensayo de prefisura para las probetas R y un nivel de carga entre el 68% y el 86% para las probetas S. Los ensayos de fluencia en flexión abarcaron 270 días, apreciándose una estabilizando más temprana para las probetas tipo S. De los resultados del ensayo de fluencia se calcularon los coeficientes y se compararon con los propuestos por distintos autores para el UHPFRC, dando como resultado que los valores de fluencia obtenidos de manera experimental son ligeramente menores que los propuestos quedando estos del lado de la seguridad.

PALABRAS CLAVE: UHPFRC, comportamiento diferido, fluencia, fibras.

1.- INTRODUCCIÓN

El Hormigón de Ultra Alta Resistencia Reforzados con Fibras (UHPFRC) es un avanzado tipo de hormigón caracterizado por una alta resistencia a compresión y una especial selección de finos, ultra-finos y fibras que conducen a la adquisición de propiedades muy ventajosas para la durabilidad, como una baja porosidad y permeabilidad y una gran protección para la corrosión de las armaduras. A pesar de que ya se han realizado

aplicaciones de UHPFRC con éxito en campo [1], sus propiedades hacen de él un material de especial interés para la industria del prefabricados dado que conseguir una alta resistencia a corto plazo requiere de una producción de alta calidad. La construcción de puentes/pasarelas prefabricados con hormigón pretensado constituye uno de los principales sectores que se pueden beneficiar del empleo del UHPFRC [2-5].

El pretensado de elementos de UHPFRC a corta edad, junto con la elevada retracción del material, requiere que el diseño estructural de dichos elementos deba tener en cuenta las deformaciones diferidas. La edad de puesta en carga, la duración del período bajo tensión y el proceso de curado constituyen los principales parámetros a considerar en el comportamiento a fluencia del UHPFRC. De acuerdo con AFGC [6], tras un curado térmico a 90°C, la fluencia no depende de la edad de puesta en carga. Ahora bien, no resulta fácil aplicar este tipo de curado a elementos de gran tamaño, por lo que en la mayoría de aplicaciones con UHPFRC se emplean procesos de curado estándar, de modo que sí tiene repercusión en la fluencia la edad de puesta en carga. En la Tabla 1 se muestran los coeficientes de fluencia propuestos por diferentes normativas y autores [6-9], en función del régimen de curado para una edad de puesta en carga de 28 días.

Tabla 1. Coeficientes de fluencia propuestos según autores con puesta en carga a 28 días

<i>Normativa</i>	<i>Tipo de Curado</i>	
	<i>Normal</i>	<i>Tratamiento de calor</i>
AFGC (2013)	1,08	0,3
BJSCE (2006)	1,2	0,4
Graybeal (2006)	0,78	-
Australia (2000)	1,2	0,3

Las elevadas prestaciones del UHPFRC permiten prescindir de la armadura transversal, cuya ausencia determina que resulte primordial conocer el comportamiento diferido en estado fisurado. Sin embargo, la literatura científica no recoge recomendaciones a tal respecto. Algunos estudios realizados en probetas tipo “hueso” [10] confirman que el UHPFRC tiene una elevada fluencia a tracción a edades tempranas, en tanto que el desarrollo de estudios experimentales sobre fluencia en los que se comparan los diferentes modos de carga [11] concluyen que resulta necesario profundizar en la comprensión del fenómeno de fluencia.

En consecuencia, en este trabajo se analiza la fluencia en compresión y en flexión mediante probetas de UHPFRC sometidas a un curado térmico estándar; los resultados obtenidos se analizan y contextualizan en el ámbito de diferentes normativas.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se ha planteado una campaña experimental que recoge los aspectos involucrados en el comportamiento diferido de elementos de UHPFRC. Además de los ensayos de

caracterización, se realizaron los siguientes ensayos a largo plazo: retracción, fluencia en compresión y fluencia en flexión en estado fisurado. A tal fin, se diseñó una matriz de UHPFRC a partir de la cual se elaboraron distintos tipos de probetas en geometría y dimensiones para evaluar el comportamiento diferido tanto a compresión como a flexión en elementos de UHPFRC de sección normal y elementos esbeltos con una sección reducida.

2.1.- Matriz de hormigón

Para la matriz se empleó un cemento CEM I 42.5-SR 5 [12], una relación agua/cemento de 0,22, y dos tamaños de arena silíceo como áridos. La Tabla 2 muestra la proporción de cada componente referida al contenido en cemento.

Tabla 2. Composición de la matriz referida al contenido de cemento

<i>Componente</i>	<i>Relación</i>
CEM I 42.5-SR 5	1,00
Agua	0,22
Arena fina (0.13-0.80 mm)	0,34
Arena media (0.6-1.2 mm)	0,64
Humo de Sílice	0,25
Superplastificante	0,03

2.2.- Fibras

Como es habitual en este tipo de hormigones, se usó un refuerzo mixto con dos tipos de fibras de acero. Las fibras más cortas (OL 13/0,20) controlan la microfisuración, en tanto que las fibras largas (Dramix RC 80/30 BP) se encargan de controlar la propagación de la macrofisura. La Figura 1 recoge la forma y el aspecto de ambas fibras empleadas. La dosificación total de fibras es de 160 kg/m^3 , repartidos a partes iguales entre ambos tipos de fibras: 80 kg/m^3 de OL 13/0,20 y 80 kg/m^3 de Dramix RC 80/30 BP.

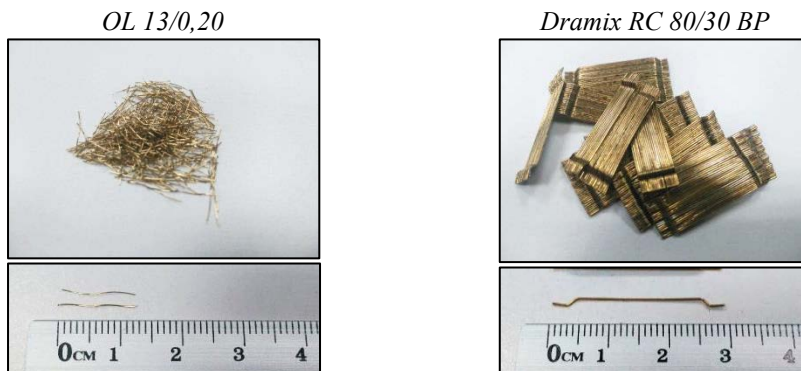


Figura 1. Forma y aspecto de ambas fibras utilizadas en el UHPFRC

2.3.- Probetas de ensayo

Las probetas cilíndricas se destinaron a ensayos de retracción libre y ensayos de caracterización a resistencia a compresión simple.

Las probetas prismáticas se destinaron a ensayos de fluencia en flexión y resistencia a flexotracción. Se contemplaron dos geometrías diferentes de probeta: probetas prismáticas: las probetas “Regular” o “R” de 150x150x600mm (tal y como están definidas en [13]) y probetas “Slim” o “S” de 150x40x600mm (para verificar el comportamiento en fluencia en elementos esbeltos de UHPFRC). Se emplearon 3 probetas de cada tamaño para los ensayos de caracterización, y también 3 de cada tamaño para el estudio de fluencia en flexión. En todos los casos se dispuso una banda extensométrica centrada en la cara superior de cada probeta, así como un dispositivo LVDT en la cara inferior. La Figura 2 muestra las dimensiones y posición de los dispositivos de instrumentación en las probetas prismáticas para ensayo de fluencia.

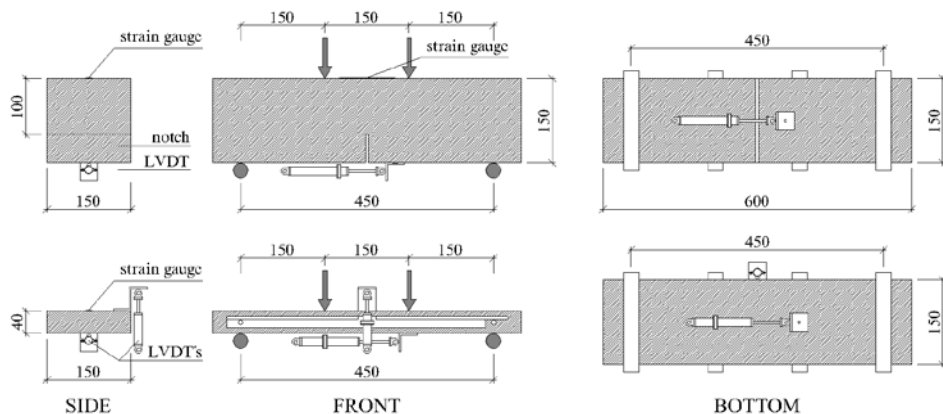


Figura 2. Geometría, dimensiones e instrumentación de las probetas destinadas a ensayos de fluencia a flexotracción

Dado que el UHPFRC tiene un alto contenido en fibras, la propagación de las fisuras resulta diferente respecto del caso de hormigón de fibras convencional (FRC), ya que en lugar de una única fisura localizada, los elementos de UHPFRC desarrollan de forma distribuida múltiples microfisuras en la zona solicitada. En consecuencia, la abertura de fisura registrada durante los ensayos se interpreta como la suma total de las aberturas de todas las microfisuras. En este trabajo, el Crack Mouth Opening Displacement se ha obtenido de acuerdo con EN14651 [13] (si bien las probetas S no responden al tamaño estándar, también en ellas se determinó CMOD como un parámetro de referencia).

En las probetas R se conformó mediante corte por serrado una entalla de 50 mm de profundidad (en lugar de 25 mm que es el valor que indica la norma) con la finalidad de debilitar aún más la sección de centro-luz con el fin de evitar la aparición de microfisuras fuera de la zona instrumentada.

2.4.- Variables de ensayo

Las principales variables consideradas para los ensayos de fluencia a flexotracción fueron: CMOD inicial (a modo de nivel de daño inicial) y nivel de tensión aplicada durante la duración del ensayo. La definición de estas variables dependió de la geometría de la probeta a ensayar. Para probetas R, el nivel de tensiones (o Índice de Fluencia, I_c) adoptado fue del 50% de la resistencia residual alcanzada en el proceso de prefisuración hasta CMOD de 0,65 mm. Para probetas S, el nivel de prefisuración se estableció en correspondencia con una pérdida de rigidez seccional del 50%, si bien en la práctica resultó un rango de nivel de prefisuración de 0,14 a 0,22 mm y un rango de I_c desde 68% hasta 86%.

3.- METODOLOGÍA

El ensayo de fluencia en flexión en estado fisurado comprende las siguientes fases: prefisuración (curva negra), fluencia (curva roja) y rotura (curva gris). La Figura 3 muestra una idealización de la curva “tensión – abertura de fisura” a lo largo de las 3 fases del ensayo de una probeta. En la fase de prefisuración se fisura la probeta hasta la abertura de fisura o nivel de daño deseado. Durante la fase de fluencia, las probetas son sometidas a carga sostenida durante un determinado tiempo, en el que se desarrollan deformaciones diferidas. La fase de rotura es opcional, y permite evaluar la resistencia residual de las probetas tras el ensayo de fluencia.

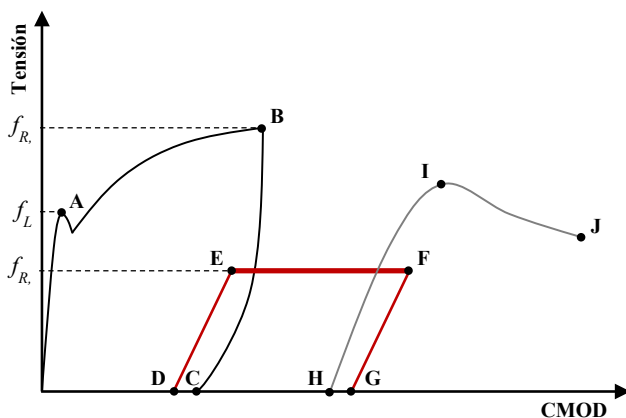


Figura 3. Esquema Tensión-CMOD durante las distintas fases de ensayo

Los parámetros de ensayo más significativos a considerar en el análisis del comportamiento en fluencia por flexión se obtienen a partir de la abertura de fisura (CMOD) o de las deformaciones en compresión (ϵ) y son los siguientes:

$$\varphi^j = \text{CMOD}_j / \text{CMOD}_i \quad (1)$$

$$\text{COR}^{j-k} = (\text{CMOD}_k - \text{CMOD}_j) / (k - j) \quad (2)$$

donde φ^j es el coeficiente de fluencia a edad j y COR^{j-k} es el ratio de abertura de fisura (*Crack Opening Rate*) o velocidad de abertura diferida de fisura desarrollada entre las edades j y k . De manera análoga, con la deformación por compresión diferidas podemos obtener los siguientes parámetros:

$$\varphi_c^j = \varepsilon_j / \varepsilon_i \quad (3)$$

$$CR^{j-k} = (\varepsilon_k - \varepsilon_j) / (k - j) \quad (4)$$

donde φ_c^j es el coeficiente de fluencia a edad j obtenido a partir de las deformaciones y CR^{j-k} es el ratio de fluencia (*Creep Rate*) o velocidad de deformación diferida desarrollada en la fibra más comprimida entre las edades j y k .

La metodología adoptada es similar a la propuesta en [14]. El diseño y esquema del bastidor de fluencia puede observarse en la Figura 4a. Las probetas de UHPFRC se dispusieron en columna de tres niveles en del bastidor de fluencia. La configuración del esquema de carga a cuatro puntos aporta estabilidad al conjunto de probetas, como se puede observar en la Figura 4b. Las condiciones ambientales durante el ensayo estaban controladas asegurando una temperatura media de 20,8°C y humedad relativa de 52,7%.

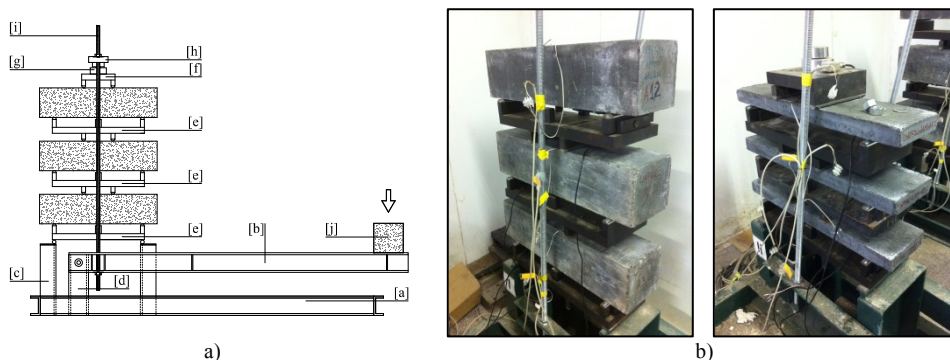


Figura 4. a) Esquema del bastidor de fluencia a flexión; b) Probetas “R” y “S” dispuestas en columna.

4.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1.- Caracterización

La resistencia a compresión simple se obtuvo a 28 días a partir de 4 probetas cilíndricas y el valor medio obtenido fue de 117,6 MPa, con un coeficiente de variación (CV) de 3%. Una vez finalizados los ensayos de fluencia, se ensayaron a compresión 4 probetas más a la edad de 441 días, resultando una media 135,64 MPa con CV de 6.7%.

Para caracterizar el comportamiento en flexión, las probetas prismáticas se ensayaron según EN14651 [13], aun cuando la forma y condiciones de carga de las probetas fueron

diferentes a las contempladas en [7]. Todas las probetas presentaron similares límites de proporcionalidad (LOP) y f_{R1} . Se puede observar una ligera variabilidad de resultados (probeta R1 respecto del resto de probetas), que corresponde a un CV de 12,9%. La Tabla 3 presenta los resultados de los ensayos de caracterización a flexión.

Tabla 3. Composición de la matriz referida al contenido de cemento

Probeta	f_L	f_{R1}	f_{R2}	f_{R3}	f_{R4}	f_{R3}/f_{R1}	MC Class
R1	9,48	25,84	38,46	40,61	38,85	1,57	25e
R3	9,42	24,79	33,38	33,80	30,56	1,36	24e
R5	9,42	25,26	32,29	33,23	32,26	1,32	25e
<i>Promedio</i>	<i>9,44</i>	<i>25,30</i>	<i>34,71</i>	<i>35,88</i>	<i>33,89</i>	<i>1,42</i>	<i>25e</i>
CoV (%)	0,4	2,1	9,5	11,4	12,9	9,6	

Siguiendo la clasificación del Código Modelo [16] relativa a comportamiento postfisura del FRC, el UHPFRC ensayado puede tipificarse como “25e” con un f_{R1} medio mayor que 25 MPa y un ratio de resistencia residual f_{R3}/f_{R1} mayor que 1,3.

Durante los ensayos de caracterización también se llevaron a cabo los ensayos correspondientes a la fase de pre-fisuración de las diferentes probetas para alcanzar el estado fisurado y los niveles de daño deseados. En el caso de probetas R, se alcanzan CMOD situados entre los 0,67 y 0,72mm con tensiones residuales entre 27,4 a 28,3 MPa, valores refuerzan los obtenidos en caracterización. En las probetas S en las que el criterio de pre-fisura se define con la pérdida del 50% de rigidez existe más variabilidad, ya que el CMOD alcanzado varía desde los 0,14 a 0,22mm, que traducido a tensiones varía entre los 12,3 a 15,8 MPa. Parece pues relevante para este tipo de probetas esbeltas o de reducida sección, que el hormigón así como su contenido en fibras sean homogéneos para un correcto funcionamiento de la pieza a nivel estructural. Las deformaciones diferidas

4.2.- Resultados de fluencia en flexión

Tras 270 bajo carga, se procedió a la descarga de los bastidores de fluencia. Una vez retirada la carga se registró la recuperación elástica de CMOD que se produce de manera instantánea. Con el fin de registrar la posible recuperación diferida tras la descarga, se mantuvieron las probetas sin mover durante 7 días registrando dichas lecturas.

La evolución de las deformaciones diferidas de CMOD se ha representado en la Figura 5a tanto para las probetas R como para las S durante los 270 días de ensayo de fluencia. Lo primero que se aprecia en las probetas tipo R que desarrollan una mayor deformación elástica instantánea durante el proceso inicial de carga que las probetas S. En cuanto valores de deformación diferida, en las probetas S se observa una tendencia a estabilización a partir de los 120 días de ensayo, mientras que para las probetas R, esta tendencia no se observa hasta los 180 días. En probetas R, las deformaciones diferidas son de 2 a 3 veces mayores que en las probetas delgadas. La evolución de los coeficientes de fluencia en abertura de fisura φ^j , obtenidos según la ecuación (1) a diferentes edades ($j = 14, 30, 90, 180$ y 270

días) se ilustran en la Figura 5b. Se puede observar cómo para los coeficientes de fluencia, las probetas S presentan mayores valores que las R. Esto se debe a que las probetas R presentaban mayor deformación elástica. Por otra parte, cabe destacar que esa tendencia a la estabilización que se podía apreciar en la Figura 5a no resulta tan evidente en la Figura 5b, lo cual puede indicarnos que el coeficiente de fluencia no es un buen indicador para el estudio del proceso de fluencia, si bien es un buen parámetro de referencia.

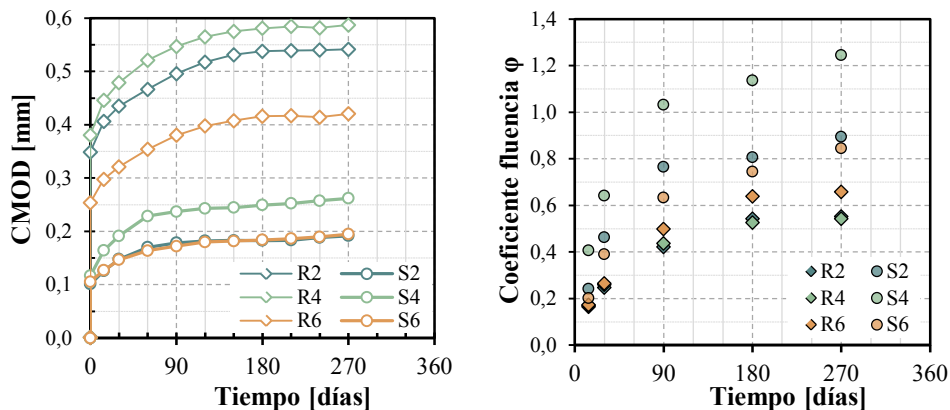


Figura 5. CMOD diferidos durante el ensayo y coeficientes de fluencia.

De manera análoga al CMOD, se han representado en la Figura 6a las deformaciones diferidas desarrolladas en la fibra más comprimida y registradas por las bandas extensiométricas situadas en la cara comprimida de las probetas. Con estos valores y utilizando la ecuación (3), se han obtenido los distintos coeficientes de fluencia en compresión y se han representado en la Figura 6b.

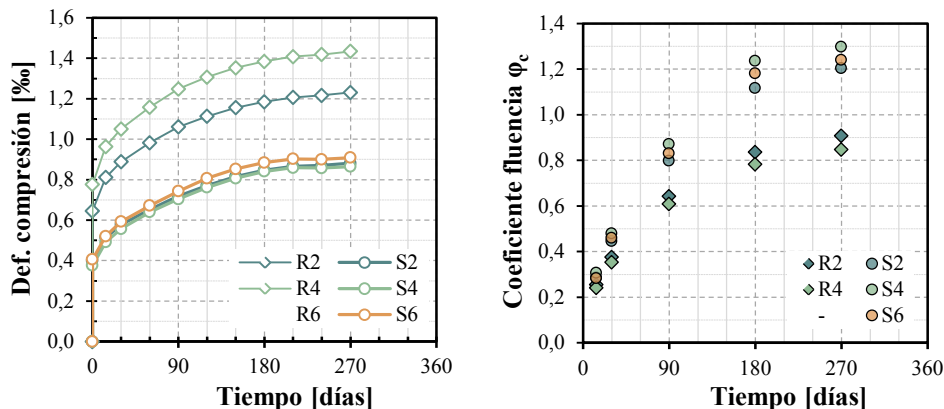


Figura 6. Deformaciones por compresión diferidas y coeficientes de fluencia.

No se aprecia una tendencia clara de estabilización, dentro de la duración del ensayo, en los valores diferidos de la Figura 6a y las curvas de ambas tipologías de probetas siguen pendientes similares. Cabe destacar que en cuanto a valores de deformaciones diferidas por compresión, no se produce una diferencia tan alta entre los dos tipos de probetas, siendo las deformaciones de las probetas R del orden de 1,5 veces las deformaciones de las probetas tipo S. Al igual que en el caso del CMOD, los coeficientes de fluencia en compresión de las probetas esbeltas S resulta mayor que el de las probetas estándar R, debido a la mayor deformación elástica inicial de las probetas R.

Si estudiamos las Figuras 5a y 6a de manera conjunta, podemos aproximarnos a interpretar el comportamiento de la sección completa de la probeta con su zona traccionada y su zona comprimida. El hecho de que se aprecie una estabilización en la zona traccionada mientras siguen aumentando las deformaciones por compresión puede ser indicador de que se está produciendo una redistribución de tensiones dentro de la sección. Dicha redistribución conlleva más tensiones en la cara comprimida, y por lo tanto mayor deformación diferida por compresión.

Con el fin de analizar la velocidad de deformación en ambas situaciones de sollicitación, se presentan en la Figura 7, para ambos tipos de probetas y en intervalos de tiempo de 30 días, tanto los valores de COR, calculados mediante la ecuación (2), como los de CR, obtenidos por medio de la ecuación (4).

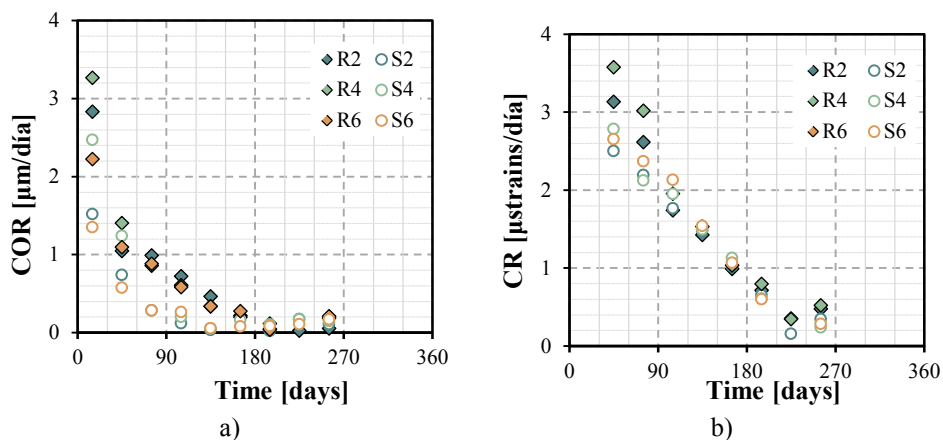


Figura 7. a) COR cada 30 días obtenidos a partir de CMOD diferido; b) CR obtenido de deformaciones diferidas por compresión

Si observamos las gráficas de velocidad de deformación COR y CR, se aprecia una relación entre la evolución de las deformaciones diferidas y su correspondiente velocidad. Para la Figura 7a, en el caso de las probetas R donde se aprecia la estabilización de CMOD diferido sobre los 180 días, la velocidad va decreciendo de manera progresiva hasta alcanzar valores próximos a cero a la edad de 180 días. Sin embargo, la velocidad de deformación diferida

de abertura de fisura de las probetas S no alcanza valores próximos a cero hasta los 120 días, edad en la que se aprecia la tendencia a estabilización de la probeta. Hay que destacar que una velocidad constante, por muy próxima a cero que sea, no deja de representar un aumento constante de la deformación diferida, lo que indica que estamos dentro de la etapa de fluencia secundaria. No se alcanzaría un estado de estabilización real hasta que la velocidad sea cero y por tanto cesara el aumento de deformaciones.

La misma comparación puede realizarse con la Figura 7b donde se podría decir que en los últimos días de ensayo se estaba alcanzando velocidades bajas de deformación próximas a una situación de estabilización de deformaciones por compresión. Al igual que en la figura 6a, la tendencia de ambas tipologías de probetas siguen pendientes similares lo que confirma que se deformaban a velocidades similares a pesar de tener secciones y niveles de carga diferentes.

5.- CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado el comportamiento diferido en estado fisurado de distintos elementos de UHPFRC a flexotracción mediante una campaña experimental. Las principales conclusiones derivadas de este estudio son:

- Las probetas R presentan una estabilización aparente de deformaciones CMOD diferidas a los 180 días de ensayo de fluencia, mientras que las probetas S experimentan dicha estabilización a los 120 días. Dichas deformaciones diferidas son de 2 a 3 veces mayores en las probetas R que en las probetas S.
- Los coeficientes de fluencia obtenidos de CMOD para las probetas esbeltas S es superior a los obtenidos para las probetas prismáticas R. Esto se debe a la mayor deformación elástica inicial que presentan las probetas R durante la puesta en carga.
- El parámetro coeficiente de fluencia φ^j no es un buen indicador para el análisis de la evolución del proceso de fluencia ya que no es sensible a la estabilización de las deformaciones, si bien es un buen parámetro de referencia.
- Las deformaciones diferidas por compresión no presentan una tendencia clara de estabilización dentro de la duración del ensayo para ninguno de los tipos de probetas, si bien las deformaciones de las probetas R son del orden de 1,5 veces las deformaciones diferidas por compresión de las probetas esbeltas S.
- En fluencia en flexión, y para los dos tipos de probeta (R y S), CMOD tiende a un valor estable a los 180 días, mientras que las deformaciones de compresión siguen aumentando más allá de los 270 días. Ello puede deberse a una redistribución de tensiones en la sección fisurada, de modo que la fluencia en la zona comprimida puede ser mayor que en la zona traccionada.
- El coeficiente de fluencia en abertura de fisura obtenido a 270 días para las probetas del tipo R es 0,58 mientras que para las probetas S resulta de 0,99. En el caso de las deformaciones por compresión, los coeficientes obtenidos a 270 días para las probetas tipo R es de 0,87 mientras que para las probetas esbeltas se ha obtenido 1,24. Si tomamos como referencia los coeficientes de fluencia por compresión de las probetas prismáticas R, obtenemos valores similares a los propuestos en [9] y algo inferiores que los propuestos en [6-8]. Como no se aprecia tendencia a estabilización de

deformaciones por compresión, es de suponer el coeficiente de fluencia siga aumentando con el tiempo, aproximándose a los valores de [6-8].

- En ambos estados de sollicitación, los coeficientes de fluencia han resultado también ser mayores para las probetas esbeltas, incluso a pesar de desarrollar deformaciones en sensiblemente menores que las probetas R. La mayor rigidez del elemento y su menor deformación elástica pueden ser determinantes
- El COR es un parámetro sensible a la estabilización que ayuda a entender la evolución de la fluencia. Cuando el CMOD diferido de las probetas S presentan estabilización a 120 días, el valor del COR se aproxima a cero. Una velocidad de deformación constante, no deja de representar un aumento constante de la deformación diferida, lo que indica que estamos dentro de la etapa de fluencia secundaria. No se alcanzaría un estado de estabilización real hasta que la velocidad sea cero y cese el aumento de deformaciones.
- Los valores del CR presentan velocidades similares independientemente de la forma de la probeta y de tener distintos niveles de carga. Durante el ensayo no se aprecia una tendencia a la estabilización de las deformaciones por compresión.
- El coeficiente de fluencia en abertura de fisura obtenido a 270 días para las probetas del tipo R es de 0,58

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación recibida desde el Ministerio de Economía y Competitividad a través de los Proyectos "BIA2012-35776 (FISNE)" y "BIA2016-78460-C3-1-R (BESHO/DEHMAR)".

REFERENCIAS

- [1] Denarié, E.; Brühwiler, E. 'Cast-on site UHPFRC for improvement of existing structures – achievements over the last 10 years in practice and research'. Proceedings of the 7th RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. 2015. 473-480.
- [2] Adeline, R.; Lachemi, M.; Blais, P.Y. 'Design and behaviour of the Sherbrooke footbridge'. Proceedings of the International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concretes. Sherbrooke University. 1998. 59-63.
- [3] Moore, B., and Bierwagen, D., "Ultra-High Performance Concrete Highway Bridge", PCA, 2006.
- [4] Reichel, M.; Freytag, B.; Sparowitz, L. 'Road Bridge WILD-UHPFRC for a segmental arch structure'. BFUP 2009/UHPFRC 2009 Proceedings.
- [5] Serna, P.; López, J.A.; Camacho, E.; Coll, H.; Navarro-Gregori, J. 'Footbridge over the Ovejas ravine in Alicante: an economical alternative made only of Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)'. 2nd FRC International workshop (1st ACI-FIB Joint Workshop) 24-25 July. Montreal. 2014.

Comportamiento diferido en estado fisurado de elementos de UHPFRC a flexotracción

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [6] AFGC. Association Française de Genie Civil, 2013. Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes. Recommendations.
- [7] Japanese Society of Civil Engineers (JSCE). Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft). Subcommittee on Research of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete. 2006. Tokyo, Japan.
- [8] Gowripalan N. and Gilbert R. I., School of Civil and Environmental Engineering. University of New South Wales (UNSW). 'Design Guidelines for RPC Prestressed Concrete Beams'. VSL (Aust) Pty Ltd.
- [9] Graybeal, B. 'Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete'. Federal Highway Administration, Office of Research, Development and Technology, Turner-Fairbank Highway Research Center. 2006.
- [10] Kamen, A.; Denarié, E.; Sadouki, H.; Brühwiler E. 'UHPFRC tensile creep at early age'. Materials and Structures. Vol 42, Issue 1, pp 113-122. March, 2008.
- [11] Ranaivomanana, N.; Multon, S.; Turatsinze A. 'Tensile, Compressive and flexural basic creep of concrete at different stress levels'. Cement and Concrete Research. 52 (2013) 1-10.
- [12] European Committee for Standardization. (2011) *EN179-1:201*, Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, Brussels, Belgium.
- [13] European Committee for Standardization. (2005) *EN14651:2007* Test Method for Metallic Fibered Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual). Brussels, Belgium.
- [14] Arango, S., Serna, P., Martí-Vargas J.R., & García-Taengua, E. (2012). A Test method to characterize flexural creep behaviour of pre-cracked FRC specimens. *Experimental Mechanics*, 52(8), 1067-1078.
- [15] ASTM C512 / C512M-15, Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, DOI: 10.1520/C0512_C0512M-15, www.astm.org.
- [16] Fédération Internationale du Béton. (2013) *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin, Germany. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, pp. 74-150.

Avaliação da durabilidade do concreto autoadensável com diferentes teores de filer calcário em substituição ao cimento Portland

Luiza Rodrigues Meira de Miranda⁽¹⁾, Fabrício Gonzales de Resende⁽²⁾
e Valdirene Maria Silva Capuzzo⁽¹⁾⁽²⁾

⁽¹⁾ Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasil

⁽²⁾ Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6242>

RESUMO

Para que um concreto possa receber a denominação de autoadensável é necessário que ele possua, simultaneamente, fluidez, habilidade passante e coesão. Além das características de autoadensabilidade, é imprescindível o estudo da durabilidade desses concretos. Sabe-se que um dos principais mecanismos de despassivação da armadura do concreto estrutural é a carbonatação, que está diretamente ligada à facilidade que o CO₂ tem para difundir-se no interior do concreto, às condições ambientais e às propriedades de permeabilidade. Foram realizados três traços de concreto autoadensável, sendo o referencial com 0% de filer calcário e outros dois traços com 20% e 40% de filer calcário em substituição ao cimento Portland. As propriedades mecânicas avaliadas foram resistência à compressão simples axial e resistência à tração por compressão diametral. Para avaliar a durabilidade do CAA foi realizado o ensaio de carbonatação acelerada segundo as recomendações da ISO 1920-12:2015. Houve uma diminuição nas propriedades mecânicas do concreto autoadensável com o aumento do teor de filer calcário, sendo a redução mais expressiva para CAA40, o que o torna um material inadequado para questões de durabilidade da classe ambiental considerada. A profundidade de carbonatação aumentou com o aumento do teor de filer calcário, devido à redução do consumo de cimento Portland.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto autoadensável, carbonatação, propriedades mecânicas, durabilidade.

1.- INTRODUÇÃO

O CAA aparece como uma evolução no âmbito dos concretos especiais e tem como principal característica sua capacidade de autoadensabilidade, ou seja, é capaz de se mover no interior das fôrmas, passando por qualquer espaço entre as armaduras devido apenas ao seu peso próprio, sem necessidade de nenhuma intervenção externa. Essa fluidez aparece atrelada a uma grande coesão da mistura, o que resulta em peças mais homogêneas e com

um tempo de vida útil maior [1]. Quando comparado ao concreto convencional, o CAA exige um maior cuidado na sua dosagem e produção, sendo necessário um controle rígido na escolha dos materiais e na sua variabilidade durante o processo. É importante inclusão de um alto teor de finos e/ou a utilização de aditivos químicos, que deixam a mistura mais estável e conseqüentemente menos suscetível à segregação durante todo o processo de transporte e lançamento nas fôrmas [2][3][4].

A durabilidade de uma estrutura de concreto está intimamente associada à permeabilidade da camada superficial, que deve limitar a entrada de substâncias que podem iniciar ou propagar possíveis ações deletérias (Dióxido de carbono - CO₂, cloreto, sulfato, água, oxigênio, álcalis, ácidos etc.) [3]. Calado et al. (2015) [5] compararam dois tipos de concreto, um convencional (CC) e um CAA, com relações a/c de 0,4 e 0,45, e os resultados obtidos mostraram que o CAA apresenta uma resistividade elétrica média 11,4% maior que o CC; uma difusão de íons cloreto 36,7% menor da encontrada no CC; uma penetração média da carbonatação acelerada 45,8% melhor que o CC e a porosidade aberta média 55,6% menor que o CC, concluindo que, geralmente, o CAA possui melhores indicadores de durabilidade do que o concreto convencional. Um dos fatores que contribuíram para a popularidade das estruturas de concreto armado é que o concreto fornece uma barreira de proteção para o aço, protegendo-o de agressões externas, além de garantir o meio alcalino necessário para que a armadura tenha sua proteção química. A corrosão das armaduras aparece como a principal causa de danos nas estruturas de concreto armado, podendo ser provocada, quando em condições favoráveis, pela penetração de íons cloreto e/ou a carbonatação do concreto [6][7].

O processo de carbonatação, que ocorre pela reação entre o CO₂ da atmosfera e compostos hidratados do cimento, está diretamente ligado à facilidade que o dióxido de carbono tem para difundir-se no interior do concreto, às condições ambientais e às propriedades de permeabilidade do concreto. Há uma redução da alcalinidade que altera as condições de estabilidade química da camada de passivação da armadura, pela redução do hidróxido de cálcio na solução de poros, deixando-a suscetível ao início do processo corrosivo [8][9][10].

Em condições naturais de exposição (0,03 a 1% de CO₂), o avanço da frente de carbonatação leva vários anos para apresentar resultados passíveis de análise. Por isso, muitas pesquisas são desenvolvidas utilizando um sistema de teste acelerado, que submete o concreto a teores elevados de CO₂ e permite um controle rígido de todas as condições de exposição, fornecendo uma reposta rápida do comportamento do material ante a carbonatação [8][11]. Existe, ainda, uma grande dificuldade, no meio técnico, de comparar os resultados de pesquisas sobre carbonatação acelerada devido à grande variabilidade dos mesmos em função da ausência de padronização nos ensaios. Tem-se agora a ISO 1920-12:2015 [12] a qual será bastante relevante aos estudos futuros sobre carbonatação acelerada. Espera-se com esta nova norma uma melhoria na qualidade das pesquisas sobre o tema.

O objetivo desse trabalho é avaliar a durabilidade do CAA com diferentes teores de substituição de cimento Portland por filer calcário, utilizando ensaios de propriedades

mecânicas e de carbonatação acelerada, de acordo com as recomendações da ISO 1920-12:2015.

2.- MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Dosagem do CAA

Os materiais escolhidos para o desenvolvimento dessa pesquisa são todos provenientes da região de Brasília-DF e não passaram por nenhum tratamento ou beneficiamento prévio. O cimento escolhido foi o cimento Portland composto com filer, CP II – F 40. Como agregado miúdo optou-se por uma composição de duas areias, uma areia rosa (quartzosa), cujo módulo de finura é igual a 1,09 e diâmetro máximo de 0,6 mm, e uma areia britada (calcária), cujo módulo de finura é igual a 2,91 e diâmetro máximo de 4,75 mm. Também foi realizada uma composição de pedras britadas para utilização como agregado graúdo, essas de origem calcária e com diâmetros máximos característicos de 12,5 e 19 mm. Foi utilizado um aditivo superplastificante de terceira geração, de base policarboxilato. Por fim, têm-se o filer calcário, de massa específica 2,70 g/cm³, como adição mineral, uma vez que o CAA exige uma maior incorporação de finos para estabilidade da mistura. As curvas granulométricas do cimento e do filer calcário estão apresentadas na Figura 1.

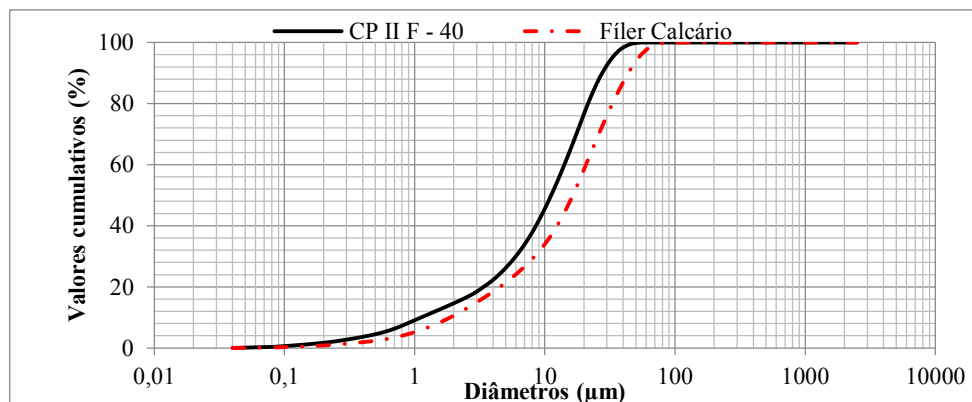


Figura 1 - Curvas granulométricas do cimento Portland e do filer calcário

A dosagem do CAA foi realizada utilizando o conceito da composição do esqueleto granular através do ensaio de massa unitária no estado compactado e os critérios do ACI 237R-07. A relação água/aglomerante (a/agl) fixa igual a 0,55, corresponde à classe de agressividade III da NBR 6118:2014 [13] e foi escolhida por representar um dos cenários de maior vulnerabilidade do material. Optou-se por fixar o consumo de aglomerante de $C=475$ kg/m³, valor máximo apresentado pelas recomendações do ACI 237R-07, e realizar três traços de concreto, sendo o referência com 0% de filer calcário e outros dois traços com 20% e 40% de filer em substituição à massa de cimento Portland. Outro parâmetro fixo dos concretos era a classe de espalhamento, escolhida como SF2, cujo diâmetro final de espalhamento deve estar contido no intervalo de 660 a 750 mm. Os concretos que atendem

a essa classe são adequados para a maioria das aplicações correntes, segundo a NBR 15823-1:2017. Como os traços realizados tinham apenas variação da substituição de cimento Portland por adição mineral, os ajustes foram feitos no teor de superplastificante. Esses traços produzidos estão apresentados na Tabela 1. Em todo o trabalho os concretos serão denominados REF, CAA20 e CAA40, de acordo com o teor de substituição que foi empregado nas respectivas misturas.

Tabela 1 - Traços utilizados na produção dos concretos autoadensáveis

	Ag:	Cimento:	Filler:	Areia Rosa:	Areia Britada:	Brita 12,5 mm:	Brita 19 mm:	Relação a/agl	SP (%)	C (kg/m³)
REF	1	1	0	0,64	1,03	0,46	1,08	0,55	0,35	475
CAA20	1	0,8	0,2	0,64	1,02	0,46	1,07	0,55	0,34	380
CAA40	1	0,6	0,4	0,63	1,01	0,46	1,06	0,55	0,37	285

Sendo: C = consumo de cimento, SP = Superplastificante, Agl = Aglomerante

2.2 Propriedades mecânicas

Para todos os ensaios foram moldados copos de prova cilíndricos de dimensões 100 x 200 mm, confeccionados de acordo com a NBR 5738:2008 e depois regularizados no topo por meio de retífica. Todos os corpos de prova foram curados em câmara úmida até as idades desejadas. O ensaio de resistência à compressão simples foi realizado de acordo com a NBR 5739:2007 nas idades de 7, 14 e 28 dias. Aos 28 dias também foi executado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, seguindo as recomendações da norma NBR 7222:2011.

2.3 Ensaio de carbonatação acelerada

O ensaio de carbonatação acelerada foi realizado conforme as recomendações da ISO 1920-12:2015. Foram moldados corpos de prova prismáticos de 400 x 100 x 100 mm. A câmara de carbonatação acelerada utilizada tem parâmetros de funcionamento de acordo com o estabelecido pela ISO 1920-12: 2015. Tal norma fixa as condições de ensaio, sendo a temperatura de 22 ± 2 °C e umidade relativa de $55 \pm 5\%$, porém para locais de clima quente, como é o caso do Brasil, os valores sofrem alteração, passando para uma temperatura de 27 ± 2 °C e umidade relativa de $65 \pm 5\%$. A concentração de CO₂ deve ser de $3,0 \pm 0,5\%$, em volume, para qualquer condição climática. Após 28 dias de cura úmida os corpos de prova passaram por um período de 14 dias de pré-condicionamento para estabilização da umidade interna. Antes de serem inseridos na câmara de carbonatação eles foram selados com parafina, deixando apenas duas faces expostas às condições de ensaio para um direcionamento no fluxo de difusão do CO₂. Eles foram então colocados na câmara de carbonatação acelerada por 70 dias e foram realizadas medições do avanço da frente de carbonatação utilizando uma solução de fenolftaleína indicadora de pH, com 56, 63 e 70 dias de exposição. Em cada idade foi retirado um fragmento do corpo de prova para determinar a carbonatação e o restante foi novamente selado com parafina e retornou para a câmara para continuidade do ensaio.

3.- RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Propriedades mecânicas

Na Tabela 2 têm-se o resumo dos resultados encontrados após os ensaios das propriedades mecânicas, bem como os desvios padrões dos mesmos, uma vez que foram moldados três corpos de prova para avaliação de cada propriedade.

Tabela 2 - Resumo dos resultados das propriedades mecânicas dos concretos produzidos

	Resistência à compressão (MPa)	Desvio padrão	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Desvio padrão
REF	41,0	3,28	4,1	0,33
CAA20	34,7	2	3,4	0,15
CAA40	20,5	0,48	2,2	0,1

Determinou-se a resistência à compressão dos concretos nas idades de 7, 14 e 28 dias. As Figura 22 (a) e (b) apresentam gráficos dos valores obtidos.

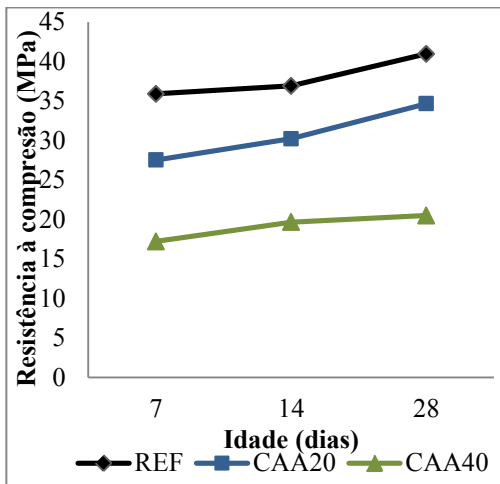


Figura 2 (a) - Resistência à compressão dos concretos aos 7, 14 e 28 dias.

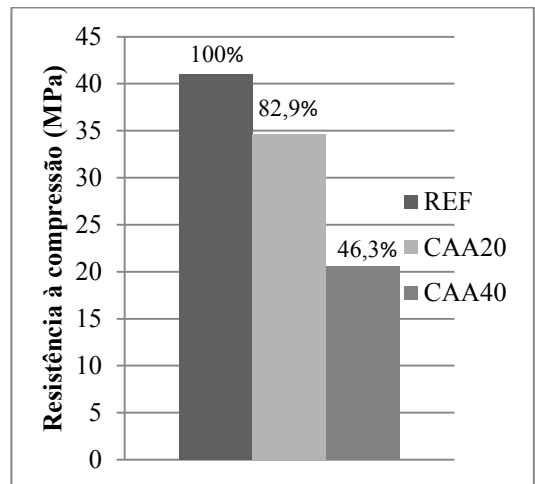


Figura 2 (b) - Resistência à compressão dos concretos aos 28 dias.

Observa-se no gráfico da Figura 1 (a) que todos os concretos apresentaram ganho de resistência com o avanço da idade, porém esse aumento foi menos acentuado no CAA40, o que pode ser atribuído a alta relação água/aglomerante dos concretos em conjunto ao menor consumo de cimento Portland (285 kg/m^3) desse concreto. Na Figura 1 (b) têm-se um gráfico com a resistência à compressão dos concretos aos 28 dias e com o percentual desses

valores em relação ao REF, que é o concreto de referência. Observa-se que houve uma perda de 15,4% na resistência com o teor de 20% de filer calcário e que esse valor passou para 50% quando o teor de substituição aumentou para 40%. Esse resultado está de acordo com o encontrado por Zhao et al. (2015) [15] que produziram CAA com substituições de 20, 30 e 40% do cimento Portland por diferentes adições minerais e encontraram que a resistência à compressão diminuía a medida que o percentual de substituição aumentava.

Em relação à resistência à tração por compressão diametral, verifica-se pelo gráfico da Figura 2 que o CAA20% apresentou uma perda de 17,1% enquanto no CAA40% esse decréscimo foi de 46,3%. Esses percentuais de perda são semelhantes ao observado na resistência à compressão simples.

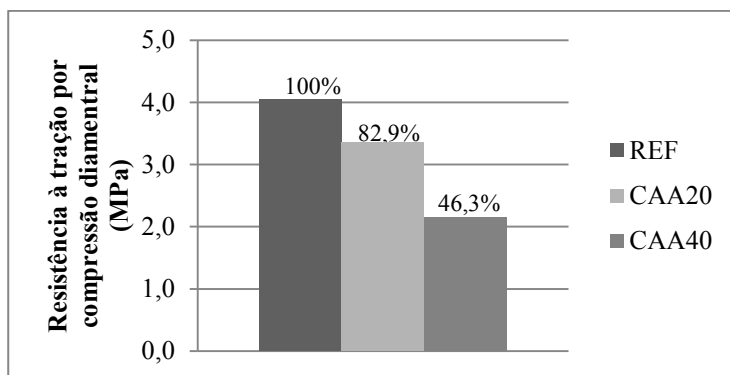


Figura 2 - Resistência à tração por compressão diametral dos concretos aos 28 dias de idade

3.2 Ensaio de carbonatação acelerada

Na Figura 3 tem-se o gráfico do avanço da frente de carbonatação de todos os concretos estudados, nos tempos de medição recomendados pela ISO 1920-12:2015, isto é, 56, 63 e 70 dias de exposição à câmara de carbonatação. É possível observar que houve um aumento da profundidade de carbonatação com o aumento do teor de substituição de cimento Portland por filer calcário. Em relação ao concreto de referência (REF), cuja profundidade de carbonatação foi pequena devido às características do CAA que o tornam menos poroso que o concreto convencional, a profundidade de carbonatação teve um aumento de 31,20% para o CAA20 e de 277,20% para o CAA40, aos 70 dias. Na Figura 4 são apresentadas as seções dos corpos de prova com a solução de fenolftaleína e pode-se observar esse aumento da profundidade de carbonatação. Como o CAA40 possui um menor teor de cimento era esperada uma maior profundidade de carbonatação, uma vez que o menor conteúdo de portlandita induz uma maior taxa de difusão [16].

Elgalhud et al (2016) [17] encontraram que a carbonatação do concreto aumenta com o aumento do teor de filer calcário, sendo esse aumento da ordem de 50% com 30% de substituição de cimento Portland por filer calcário. Este efeito, no entanto, é menos acentuado se o concreto for dosado tendo como base uma mesma resistência à compressão

de um concreto apenas com cimento Portland do que se o critério utilizado for a mesma relação a/c. Turk et al. (2012) [18] comparam CAA com diferentes teores de substituição de cimento Portland por cinza volante (CV) e sílica ativa (SA) a um concreto convencional (CC) e encontraram que a resistência à carbonatação do CC foi menor do que a de todas as misturas de CAA para todos os períodos de carbonatação acelerada analisados. Porém, a resistência à carbonatação do CAA diminuiu com o aumento do teor de CV e SA. Lye et al (2015) afirmam que, em termos gerais, há consenso na literatura publicada nos últimos 35 anos que o uso de cinzas volantes em adição ao cimento no concreto causa aumento da carbonatação, cuja extensão, em geral, aumenta com o aumento do teor de adição. A escala exata deste aumento na carbonatação pode variar dependendo de uma série de fatores associados com os parâmetros de concepção da mistura (mesma resistência ou mesma relação a/c), características químicas e físicas da cinza volante utilizada e da estrutura de poros do concreto endurecido.

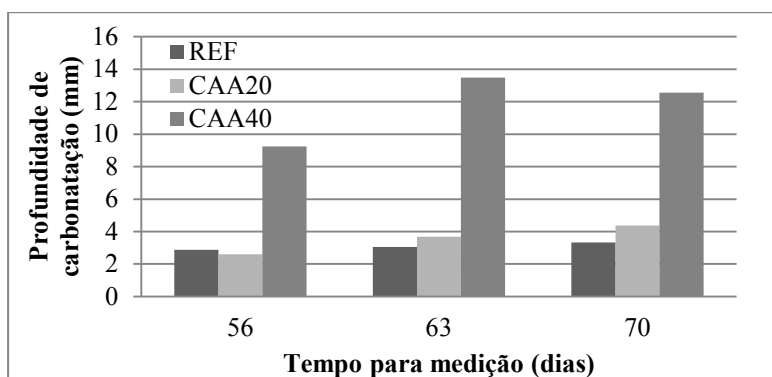


Figura 3 - Profundidade de carbonatação dos corpos de prova nos tempos de medição analisados

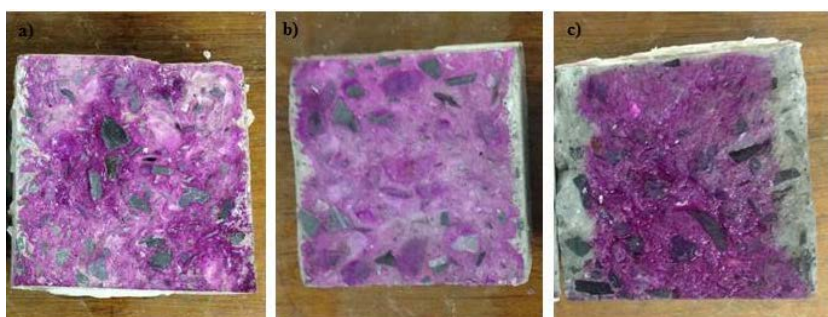


Figura 4 - Profundidade de carbonatação dos corpos de prova prismáticos após 70 dias de exposição a) REF; b) CAA20 e c) CAA40

Na Figura 5 tem-se a correlação entre a resistência a compressão aos 28 dias e a profundidade de carbonatação após 70 dias na câmara, para os três traços produzidos. Nota-

se que quanto maior a resistência à compressão, menor a profundidade da carbonatação, mesmo resultado encontrado por Owsiak e Grzmil (2014) [19], que produziram traços de CAA com 40% de adição de filer calcário, cinza volante e escoria granulada de alto-forno.

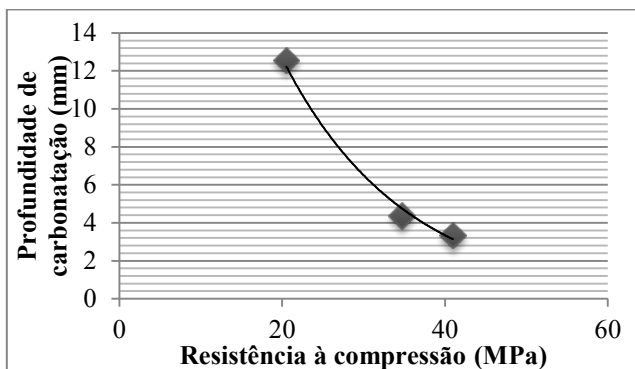


Figura 5 - Correlação entre a profundidade de carbonatação aos 70 dias e a resistência à compressão aos 28 dias

Mohammed et al. (2013) [20] produziram traços de argamassas e concretos autoadensáveis com 33% de substituição de cimento Portland por filer calcário, cinza volante e uma combinação de cinza volante e sílica ativa. Antes da exposição ao teste acelerado, o CAA com filer apresentou uma maior quantidade de CH do que o com cinza volante e sílica ativa, e ainda assim apresentou uma maior profundidade de carbonatação que os demais. Esse resultado pode indicar que a progressão da carbonatação no CAA não é apenas controlada quimicamente, mas sim que a estrutura dos poros pode desempenhar um papel substancial na determinação dessa progressão.

4.- CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos foi possível avaliar os concretos produzidos em relação a durabilidade. Sabe-se que, geralmente, o CAA apresenta melhores indicadores de durabilidade do que o concreto convencional. Quanto às propriedades mecânicas, mesmo com a diminuição na resistência à compressão o CAA20 se enquadra na classe de agressividade ambiental III da NBR 6118: 2014. Assim, tem-se a possibilidade de utilização de um concreto com um teor de cimento 20% menor, o que gera economia no consumo de cimento, além de aproveitamento do filer calcário e conseqüente diminuição de impactos ambientais. O CAA40, por sua vez, só poderia ser utilizado em ambientes com classe de agressividade I, isto é, fraca, o que o torna um material inadequado para questões de durabilidade. O comportamento da resistência à tração por compressão diametral foi semelhantes ao observado na resistência à compressão simples.

No ensaio de carbonatação acelerada foi observado um aumento na profundidade de carbonatação com o aumento do teor de filer calcário nas misturas. Este resultado também está em concordância com outros estudos realizados em CAA com adições minerais substituindo cimento Portland em alguma proporção, que no geral observaram que, quanto

maior o teor de substituição, maior a profundidade de carbonatação. Também nessa propriedade o desempenho do CAA40 foi bem inferior aos demais. Ainda assim, a profundidade de carbonatação média desse concreto foi de 1,26 cm, valor abaixo da espessura de cobrimento mínima recomendada pela NBR 6118: 2014. Portanto, considerando-se o tempo de exposição analisado, a frente de carbonatação não atingiria a armadura.

REFERENCIAS

- [1] MELO, K. A. DE. **Contribuição à Dosagem de Concreto Auto-Adensável com Adição de Filer Calcário**. 2005. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.
- [2] OKAMURA, H.; OUCHI, M. **Self-compacting concrete. Development, present use and future**. In: **INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SCC**, 1st 1999, Stockholm. rance: RILEM Publications, 1999, p.3-14.
- [3] EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICAL AND CONCRETE SYSTEMS - EFNARC. **Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use**. Londres. EFNARC, maio 2005. 63p.
- [4] TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. **Concreto Auto-Adensável**. 1. ed. São Paulo: Editora PINI, 2008.
- [5] CALADO, C. et al. Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments. **Materials**, [s.l.], v. 8, n. 4, p.1459-1481, 2015.
- [6] CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. São Paulo: Ed. Pini, 1999.
- [7] MEHTA. P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª ed. São Paulo: Ed. IBRACON, 2014.
- [8] TAYLOR, H. F. W. (1997). **Cement Chemistry**. 2 ed. Londres. Thomas Telford
- [9] CAPUZZO, Valdirene Maria Silva. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. 2007. 281 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [10] NUNES, Douglas Garcez. **Carbonatação Acelerada em Concretos Compostos Com Cinza de Casca de Arroz de Diferentes Teores de Carbono Grafítico**. 2014.

- 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [11] RICHARDSON, M. G. (1998). **Carbonation of reinforced concrete: Its causes and management**. New York: CITIS Ltd, Publishers.
- [12] INTERNATIONAL STANDARD. **ISO 1920-12:2015** – Testing of concrete – Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete – Accelerated carbonation method. Geneva, Switzerland.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projetos de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [15] ZHAO, H.; SUN, W.; WU, X.; GAO, B. The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures. **Journal Of Cleaner Production**, v. 95, p.66-74, 2015.
- [16] CALVO, J. L. G.; ALONSO, M. C.; LUCO, L. F.; VELASCO, M. R. Durability performance of sustainable self compacting concretes in precast products due to heat curing. **Construction And Building Materials**, v. 111, p.379-385, 2016.
- [17] ELGALHUD, Abdurrahman A.; DHIR, Ravindra K.; GHATAORA, Gurmel. Limestone addition effects on concret porosity. **Cement and Concrete Composites**. n. 76, p. 222-234, 2016
- [18] TURK, K.; KARATAS, M.; GONEN, T. Effect of Fly Ash and Silica Fume on Compressive Strength, Sorptivity and Carbonation of SCC. **Ksce Journal Of Civil Engineering**, v. 17, p.202-209, 2012.
- [19] OWSIAK, Z.; GRZMIL, W. The Evaluation of the Influence of Mineral Additives on the Durability of Self-Compacting Concretes. **KSCE Journal Of Civil Engineering**, v. 19, p.1-7, 2014.
- [20] MOHAMMED, M. K.; DAWSON, A. R.; THOM, N. H. Carbonation of filler typed self-compacting concrete and its impact on the microstructure by utilization of 100% CO2 accelerating techniques. **Construction And Building Materials**, v. 50, p.508-516, 2013.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado

I. Galan ⁽¹⁾, A. Stauffacher ⁽²⁾, F. Mittermayr ⁽²⁾, M. Thumann ⁽³⁾, W. Kusterle ⁽³⁾,
P. Juilland ⁽⁴⁾, C. Stenger ⁽⁴⁾ y B. Lindlar ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Institute of Applied Geosciences, Graz University of Technology, Rechbauerstraße 12, 8010, Graz, Austria

⁽²⁾ Institute of Technology and Testing of Building Materials, Graz University of Technology, Inffeldgasse 24, 8010, Graz, Austria

⁽³⁾ Faculty of Civil Engineering, Ostbayerische Technische Hochschule Regensburg, Galgenbergstraße 30, 93053, Regensburg, Alemania

⁽⁴⁾ Sika Technology AG, Tüffenwies 16, 8048, Zurich, Suiza

⁽⁵⁾ Sika Services AG, Tüffenwies 16, 8048, Zurich, Suiza

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6907>

RESUMEN

El hormigón proyectado es un tipo de hormigón especial utilizado como soporte de rocas durante la construcción de túneles y excavación de minas, entre otras aplicaciones. Sus principales características son el fraguado rápido y el desarrollo de una resistencia mecánica muy alta a edades tempranas, lo cual permite que el hormigón se fije a la base sin necesidad de un soporte extra, endureciéndose en pocos minutos. Las reacciones de hidratación que ocurren en las primeras horas en el hormigón proyectado determinan el desarrollo de las propiedades mecánicas y su estudio es de crucial importancia para entender y optimizar el comportamiento de este tipo de hormigones. El estudio de estas reacciones, sin embargo, resulta relativamente complicado por varias razones: (i) el hormigón proyectado endurece muy rápido, lo cual dificulta su manejo durante los ensayos experimentales, y (ii) composiciones similares mezcladas en el laboratorio no se comportan de la misma forma que las proyectadas. En este trabajo se presenta una metodología experimental desarrollada para el estudio de las reacciones de hidratación que ocurren en el hormigón proyectado durante las primeras horas y su correlación con la resistencia mecánica.

PALABRAS CLAVE: hormigón proyectado, hidratación, resistencia mecánica

1.- INTRODUCCIÓN

El hormigón proyectado es un tipo de hormigón especial, o más correctamente un tipo de proceso especial por el cual el hormigón se dispara a alta velocidad sobre la superficie donde se desea aplicar. Mediante este proceso de proyección el hormigón queda adherido a

Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

la superficie inmediatamente, lo cual lo hace un candidato ideal para aplicaciones relacionadas con la minería, la construcción de túneles, la contención de taludes, o reparaciones, así como en estructuras de formas complicadas donde la aplicación del hormigón estándar no es posible.

Actualmente las modalidades de proyección se agrupan en dos: seca y húmeda. En la proyección seca el agua se añade en la boquilla de la manguera al resto de los ingredientes secos. En el modo húmedo todos los ingredientes, incluido el agua, se mezclan previamente y se bombean hasta la boquilla, desde donde son proyectados junto con el acelerador y el aire comprimido. La elección del método seco o húmedo depende de la aplicación y la calidad requeridas.

En todos los casos el hormigón proyectado se caracteriza por un rápido fraguado y un desarrollo muy rápido de la resistencia a compresión. Estas propiedades están directamente relacionadas con el desarrollo de la microestructura durante los primeros minutos y horas. Tanto la formación de fases hidratadas de cemento como la creación de la red de poros dependen de la composición de la mezcla de hormigón (tipo de cemento, relación agua/cemento, adiciones, tipo y cantidad de áridos, etc.), de los aditivos (acelerador, fluidificante y retardante) y de la proyección.

El conocimiento de las reacciones de hidratación que ocurren en el hormigón proyectado en las primeras horas es de crucial importancia para la optimización de las mezclas y los procesos. Sin embargo, el estudio de estas reacciones es complicado por diversas razones. En primer lugar, la necesidad de usar muestras proyectadas limita su estudio a aquellos lugares donde se disponga de equipos de proyección de hormigón. Asimismo, la rapidez de las reacciones y el consiguiente endurecimiento limitan las posibilidades de análisis en el laboratorio.

Existen algunos estudios centrados en las reacciones que ocurren durante la hidratación de sistemas acelerados [1-5]. En todos los casos la presencia del acelerador modifica las condiciones de hidratación, dependiendo los productos de hidratación que se forman del tipo y de la cantidad de acelerador que se utilice. Según Xu y Stark [5] un acelerador alcalino basado en aluminato sódico e hidróxido sódico mezclado con un cemento Portland da lugar a productos de hidratación en láminas compuestos por fases de aluminato cálcico hidratado (CAH), largos cristales de ettringita y monosulfatos de forma tabular. Precisamente por la diferente naturaleza de los productos de hidratación, los aceleradores también determinan el desarrollo del fraguado. En el caso de aceleradores sin álcalis basados en sulfato de aluminio, según Paglia y col. [1], la cristalización de ettringita prismática entre los granos de clinker da lugar a una masa compacta, acelerando así el fraguado; por el contrario, en sistemas acelerados con aditivos ricos en álcalis $KAl(OH)_4$, el rápido fraguado se atribuye a la precipitación de placas de portlandita e hidratos amorfos (KCASSH). La concentración de aluminio y sulfato del acelerador, así como la cantidad y el tipo de regulador de fraguado en el cemento, controlan la reactividad de los aceleradores en los diferentes sistemas [2]. En concreto, Maltese y col. [6] encontraron que, para sistemas acelerados con acelerador sin álcalis basados en ácidos inorgánicos, cuanto menor es la velocidad de disolución instantánea del regulador de fraguado, mayor es la eficiencia

del acelerador. Según Salvador y col. [3], los aceleradores sin álcalis basados en sulfato de aluminio además de fomentar la formación rápida de ettringita, promueven la disolución y rápida hidratación de la alita. Sin embargo, aceleradores alcalinos basados en aluminato sódico dan lugar a la formación de AFt y AFm, gastando el yeso disponible e inhibiendo la hidratación de la alita.

Además de los efectos producidos por la aceleración química los hormigones proyectados también sufren aceleración física. Las publicaciones científicas sobre estudios de hidratación de hormigón proyectado son escasas [7,8]. Según Salvador y col. [7] la proyección del hormigón aumenta la reactividad del acelerador y acelera la hidratación del aluminato tricálcico, limitando a su vez la disolución de la alita y su hidratación: los aluminatos hidratados llenan el espacio disponible reduciendo la cantidad de portlandita y dando lugar a grados de hidratación inferiores.

La correlación entre el desarrollo de la microestructura y la evolución de las propiedades mecánicas en hormigones proyectados es un campo en desarrollo y apenas existen estudios [9].

En este trabajo se presenta una metodología experimental para el estudio de las reacciones de hidratación que ocurren en las primeras horas en el hormigón proyectado, así como su correlación con el desarrollo de las propiedades mecánicas. En particular, el método de estudio se ha aplicado para comparar el mezclado manual con la proyección así como analizar el “efecto filler” de la adición de caliza ultra fina, es decir, la aceleración de la hidratación del cemento debida a la presencia de la caliza [10-14].

2.- DESARROLLO EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales, mezclas y proyección

Para preparar las mezclas se utilizó un cemento CEM I 52,5R, una caliza Nekafill15 (NF) de tamaño inferior a 0,125 mm y una caliza ultrafina (CUF) con d_{50} 1,2 μm . Como aditivos se utilizaron superplastificante, retardante y acelerador libre de álcalis (Ac). Las cantidades utilizadas para cada mezcla se encuentran en la tabla 1. La cantidad de acelerador se mantuvo constante en todos los casos: 6% del total de cemento más caliza ultrafina. El porcentaje de retardante (R) fue de 0,5% y la cantidad de superplastificante (SP), entre 0,7 y 1,0%, se ajustó para conseguir una trabajabilidad adecuada, similar en todos los casos.

Tabla 1. Composición de las mezclas utilizadas. Las muestras proyectadas se denominan P y las mezcladas con Hobart H.

Mezcla	CEM I (kg/m^3)	CUF (kg/m^3)	NF (kg/m^3)	SP (kg/m^3)	R (kg/m^3)	Ac (kg/m^3)	Agua (kg/cm^3)
P1	1262	0	0	9	6	76	593
P2	1097	0	352	11	5	66	516
P3	1039	55	352	10	5	66	514

Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Mezcla	CEM I (kg/m ³)	CUF (kg/m ³)	NF (kg/m ³)	SP (kg/m ³)	R (kg/m ³)	Ac (kg/m ³)	Agua (kg/cm ³)
H1	1262	0	0	0	0	0	593
H2	1262	0	0	9	0	0	593
H3	1262	0	0	9	6	0	593
H4	1262	0	0	9	6	76	593
H5	1097	0	352	0	0	0	516
H6	1039	55	352	0	0	0	514

Las mezclas fueron preparadas de dos maneras: mezcladas mediante un Hobart y proyectadas mediante un dispositivo MiniShot desarrollado por SIKA [15] (Fig. 1). Este equipo permite proyectar ‘micro-hormigón’ en el laboratorio y simultáneamente medir en continuo el módulo de cizalla a partir de medidas de propagación de ondas de ultrasonido. La principal ventaja de este dispositivo es la correlación que se obtiene entre los valores del módulo de cizalla medidos en el laboratorio y las resistencias a compresión de hormigones equivalentes medidas en ensayos a escala real [16,17].

Para simular la mezcla de hormigón en la proyección con MiniShot se añadió a la pasta un árido calizo Nekafill de tamaño inferior a 0,125 mm. La cantidad añadida se calculó a partir de los perfiles granulométricos de un hormigón de referencia.



Figura 1. Proyección mediante dispositivo MiniShot en los laboratorios de Sika en Zurich, Suiza.

2.2.- Calorimetría y difracción de rayos X

Además del seguimiento mediante el módulo de cizalla durante 24 horas, las muestras fueron caracterizadas mediante calorimetría isotérmica y difracción de rayos X.

Los ensayos de calorimetría se llevaron a cabo en un equipo I-Cal 8000 de Calmetrix durante 24 horas a 23 °C. Las muestras denominadas P se proyectaron directamente en los

contenedores del calorímetro y a continuación se comenzó la medida. Asimismo, las muestras H mezcladas en el Hobart fueron vertidas en los contenedores e inmediatamente introducidas en el calorímetro.

Para estudiar la evolución de las fases mediante rayos X se paró la hidratación de las muestras a diferentes edades utilizando isopropanol y secado en atmosfera inerte a 35% de humedad relativa. Las medidas de rayos X se realizaron en un difractómetro de Panalytical con radiación de Cobalto, con tiempo por paso de 100 segundos y tamaño de paso 0,017. Los datos fueron analizados con el programa High Score Plus.

3.- RESULTADOS Y DISCUSION

3.1.- Aditivos y proyección

En la figura 2 se representan las curvas de calorimetría de las mezclas correspondientes a: cemento con agua (H1), cemento con agua más superplastificante (H2), cemento con agua más superplastificante y retardante (H3), y cemento con agua más superplastificante, retardante y acelerador añadido manualmente (H4) y añadido durante la proyección (P1). El eje horizontal representa el tiempo pasado desde que el cemento se mezcló con el agua, de ahí las diferencias en el comienzo de las medidas. El primer pico se atribuye en mezclas no aceleradas al calor de disolución principalmente; en mezclas aceleradas, sin embargo, este primer pico se atribuye a la reacción del acelerador y la formación de ettringita. Como se aprecia en la gráfica este calor es considerablemente superior en la muestra proyectada que en la mezclada manualmente. En todo caso, puesto que las mezclas se realizaron fuera del calorímetro, el valor máximo de este pico no está incluido en las gráficas y su interpretación es solo parcial.

Tanto el superplastificante como el retardante retrasan la aparición del pico central, atribuido principalmente a la reacción de los silicatos y a la formación del gel C-S-H. En estas dos muestras (H2 y H3) se aprecia un aumento del 'periodo durmiente' entre el primer y el segundo pico. El acelerador modifica el pico central de varias formas: por un lado, lo desplaza hacia la izquierda, indicando que la reacción de hidratación empieza antes; por otro lado, el pico presenta una anchura considerablemente inferior, lo cual indica que la reacción es más rápida y termina antes; y por último, en sistemas acelerados el pico alcanza valores máximos mayores que en sistemas no acelerados, lo cual está relacionado con la cantidad de material hidratado que se produce por unidad de tiempo. Estos dos últimos efectos, estrechamiento del pico central y mayores valores máximos de calor emitido, se ven agudizados en las muestras proyectadas (P1).

Por último, es importante evaluar el periodo después del pico central. En las muestras no aceleradas H1, H2 y H3 el pico central disminuye progresivamente y no se aprecia un tercer evento. En las muestras aceleradas H4 y P1, sin embargo, los picos centrales no solo no disminuyen progresivamente sino que aumentan ligeramente dando lugar a una tercera zona de reacción. El calor emitido en este periodo, mayor en la muestra proyectada que en aquella donde el acelerador se mezcló manualmente, se atribuye a la transformación de ettringita en AFm y a la hidratación de los aluminatos restantes.

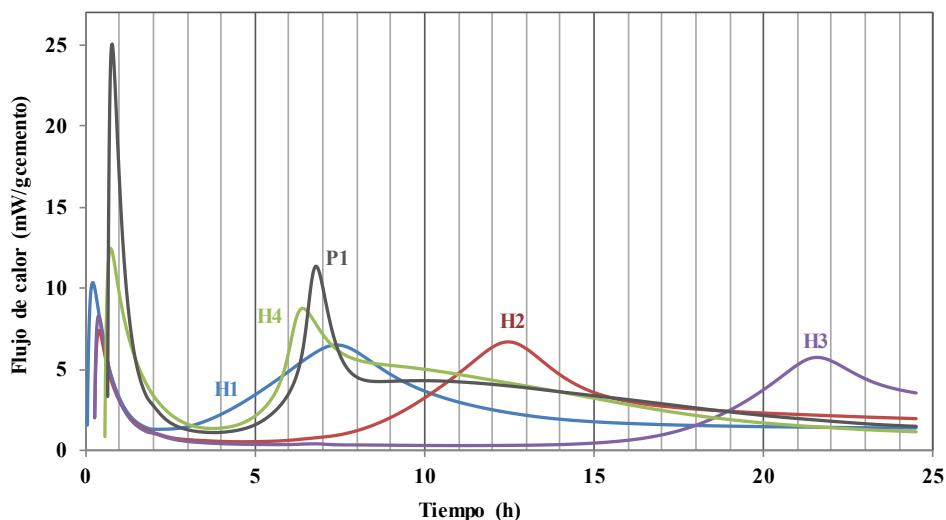


Figura 2. Curvas de calorimetría de las muestras sin adición de caliza ultrafina ni Nefakfill. H1: cemento+agua; H2: cemento+agua+SP; H3: cemento+agua+SP+R; H4: cemento+agua+SP+R+A mezclado manualmente; P1: cemento+agua+SP+R+A proyectado.

3.2.- Módulo de cizalla

Para estudiar la relación entre la evolución del módulo de cizalla y del calor emitido se han representado los valores medidos en las muestras proyectadas durante las primeras 20 horas (Figura 3). En este caso es importante recalcar que el tiempo en el eje x representa el tiempo desde la proyección. En primer lugar, se aprecia una correspondencia entre los diferentes periodos de la calorimetría y los cambios del módulo de cizalla. El primer pico se corresponde con un aumento muy rápido del módulo en los primeros minutos. Durante el periodo durmiente el módulo aumenta muy ligeramente hasta la aparición del pico central de la calorimetría, donde otra vez el módulo experimenta un aumento de pendiente considerable en poco tiempo. A partir de ahí el módulo sigue aumentando lentamente en paralelo a la tercera zona de reacción, hasta las 15 horas aproximadamente donde ya se mantiene prácticamente constante, mientras la curva de calorimetría disminuye.

Comparando las dos muestras con NF (P2 y P3) y fijándonos principalmente en el pico central, en primer lugar, se aprecia un adelanto de la reacción y del consiguiente aumento del módulo en las muestras con adición de caliza ultrafina. Asimismo, se aprecia un aumento del calor emitido y del valor máximo alcanzado por el módulo. En la muestra sin NF (P1), el pico central aparece ligeramente desplazado a la derecha, con respecto a la muestra con NF (P2), alcanzando mayores valores de calor emitido. La mayor intensidad del pico central en la muestra P1 se traduce en una mayor pendiente en el aumento del módulo de cizalla, pero no en un mayor valor absoluto, puesto que en las primeras 5 horas el módulo alcanza valores inferiores en esta muestra que en las otras dos.

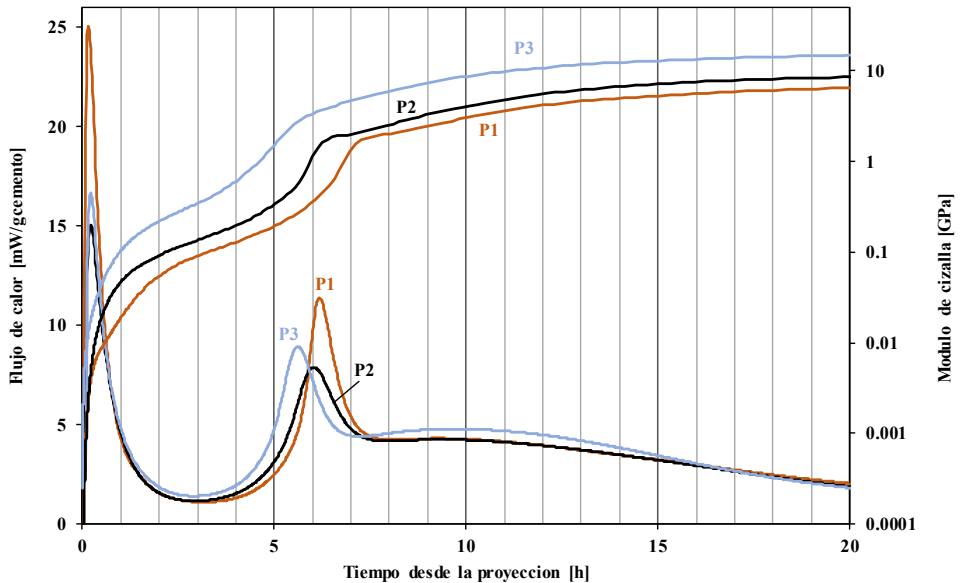


Figura 3. Curvas de evolución del módulo de cizalla (eje derecho) y calorimetría (eje izquierdo) de las muestras proyectadas. P1: sin adición de caliza; P2: con adición de Nefafill; P3: con adición de caliza ultrafina y Nefafill.

3.3.- Evolución de las fases

Para poder comprender la evolución de las propiedades mecánicas de las diferentes mezclas es necesario conocer su microestructura. En la figura 4 se representan los patrones de difracción de la muestra P2 con adición de Nefafill nada más ser proyectada (0 h), al cabo de 3, 6 y 24 horas, y 35 días. Claramente se ve la formación de ettringita en los primeros momentos. Asimismo, se aprecia la desaparición del yeso a las 3 horas y de la anhidrita a las 6 horas. A las 24 horas ya se ha formado portlandita y los picos de alita y aluminato tricálcico han disminuido considerablemente. Asimismo, a las 24 horas se aprecia la aparición de los picos de hemicarbonato y monocarbonato cálcico, los cuales aumentan considerablemente hasta los 35 días. Se aprecia también un aumento de la intensidad de los picos de portlandita y una disminución de los de ettringita. Sin embargo, no se deben sacar conclusiones respecto a las cantidades absolutas de las fases sin realizar una cuantificación completa puesto que las cantidades de C-S-H van aumentando, y la cantidad de amorfo también, lo cual influye en las intensidades relativas de los picos.

Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

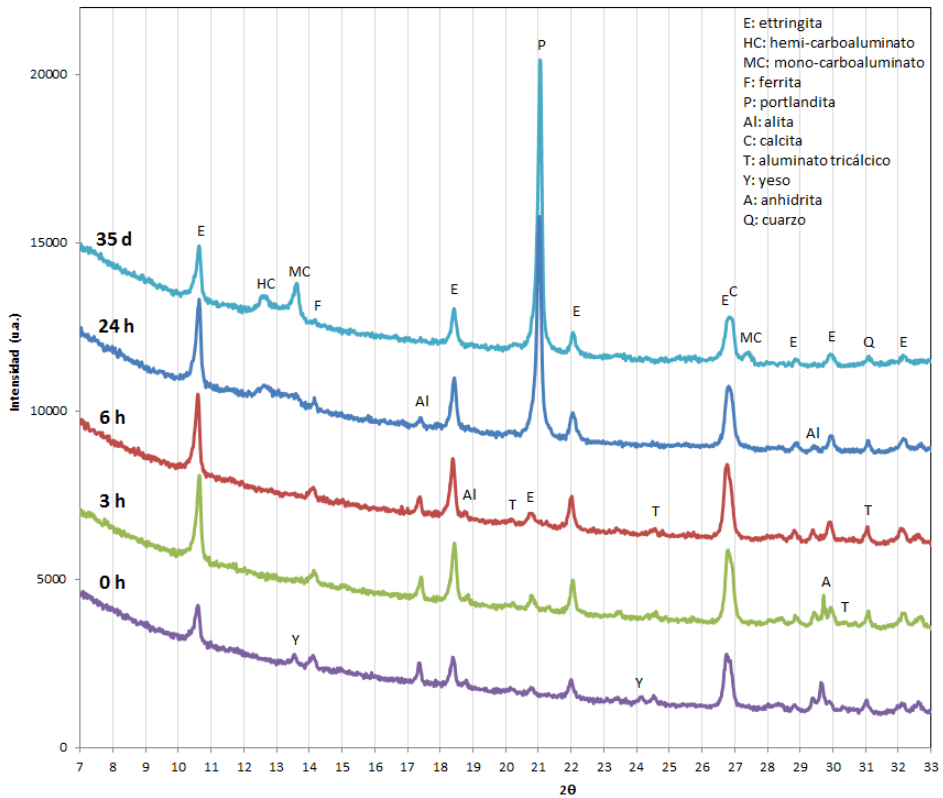


Figura 4. Patrones de difracción de rayos X de la muestra P2 a 0, 3, 6, 24 horas y 35 días.

En las otras muestras proyectadas, P1 y P3, la principal diferencia encontrada en cuanto a la naturaleza de las fases formadas es el tipo de fase AFm: en las muestras sin caliza se forma monosulfoaluminato cálcico mientras que en las otras se forman hemi y monocarboaluminato cálcico a las 24 horas. La formación de estas fases está relacionada con la aparición de la tercera zona de reacción en las curvas de calorimetría.

4.- CONCLUSIONES

- La combinación del equipo MiniShot con los laboratorios equipados con calorimetría y el material necesario para parar la hidratación y analizar la evolución de las fases se presenta como un método idóneo para estudiar las primeras reacciones de hidratación en el hormigón proyectado.
- Se ha encontrado una relación clara entre la evolución del calor emitido y la del módulo de cizalla en las primeras 24 horas de hidratación de las mezclas proyectadas.

- Las diferencias entre la adición del acelerador de forma manual y proyectado son notables: la proyección acelera las reacciones y da lugar a mayores calores emitidos.
- La adición del acelerador da lugar a la formación masiva de ettringita.
- La presencia de caliza ultrafina acelera las reacciones de hidratación y da lugar a mayores módulos de cizalla.
- En las muestras proyectadas se produce transformación de ettringita en AFm entre la 7ª y la 15ª hora, dependiendo el tipo de AFm de la presencia o no de caliza.

AGRADECIMIENTOS

Los resultados que aquí se presentan forman parte del proyecto ASSpC (Advanced and Sustainable Sprayed Concrete) financiado por la ‘Sociedad austriaca para la tecnología de la construcción’ ÖBV y la ‘Agencia para la promoción de la investigación en Austria’ FFG (proyecto numero 856080). Los autores agradecen a SIKA Technology AG su colaboración para la realización de ensayos en sus instalaciones.

REFERENCIAS

- [1] C. Paglia, F. Wombacher, H. Böhni, The influence of alkali-free and alkaline shotcrete accelerators within cement systems - I. Characterization of the setting behavior, *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 913-918.
- [2] R.P. Salvador, S.H.P. Cavalaro, M.A. Cincotto, A.D.D. Figueiredo, Parameters controlling early age hydration of cement pastes containing accelerators for sprayed concrete, *Cement and Concrete Research* 89 (2016) 230-248.
- [3] R.P. Salvador, S.H.P. Cavalaro, I. Segura, A.D. Figueiredo, J. Pérez, Early age hydration of cement pastes with alkaline and alkali-free accelerators for sprayed concrete, *Construction and Building Materials* 111 (2016) 386-398.
- [4] R.P. Salvador, S.H.P. Cavalaro, I. Segura, M.G. Hernández, J. Ranz, A.D.D. Figueiredo, Relation between ultrasound measurements and phase evolution in accelerated cementitious matrices, *Materials and Design* 113 (2017) 341-352.
- [5] Q. Xu, J. Stark, Early hydration of ordinary Portland cement with an alkaline shotcrete accelerator, *Advances in Cement Research* 17 (2005) 1-8.
- [6] C. Maltese, C. Pistolesi, A. Bravo, F. Cella, T. Cerulli, D. Salvioni, Effects of setting regulators on the efficiency of an inorganic acid based alkali-free accelerator reacting with a Portland cement, *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 528-536.

Estudio de las reacciones de hidratación temprana en el hormigón proyectado

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [7] R.P. Salvador, S.H.P. Cavalaro, M. Cano, A.D. Figueiredo, Influence of spraying on the early hydration of accelerated cement pastes, *Cement and Concrete Research* 88 (2016) 7-19.
- [8] J. Wang, D. Niu, Y. Zhang, Microstructure and mechanical properties of accelerated sprayed concrete, *Materials and Structures* 49 (2016) 1469-1484.
- [9] R.P. Salvador, S.H.P. Cavalaro, R. Monte, A.D.D. Figueiredo, Relation between chemical processes and mechanical properties of sprayed cementitious matrices containing accelerators, *Cement and Concrete Composites* 79 (2017) 117-132.
- [10] K. De Weerd, M.B. Haha, G. Le Saout, K.O. Kjellsen, H. Justnes, B. Lothenbach, Hydration mechanisms of ternary Portland cements containing limestone powder and fly ash, *Cement and Concrete Research* 41 (2011) 279-291.
- [11] A. Kumar, T. Oey, G. Falzone, J. Huang, M. Bauchy, M. Balonis, N. Neithalath, J. Bullard, G. Sant, The filler effect: The influence of filler content and type on the hydration rate of tricalcium silicate, *Journal of the American Ceramic Society* (2017) 1-13.
- [12] E. Berodier, K. Scrivener, Understanding the filler effect on the nucleation and growth of C-S-H, *Journal of the American Ceramic Society* 97 (2014) 3764-3773.
- [13] T. Matschei, B. Lothenbach, F.P. Glasser, The role of calcium carbonate in cement hydration, *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 551-558.
- [14] B. Lothenbach, G. Le Saout, E. Gallucci, K. Scrivener, Influence of limestone on the hydration of Portland cements, *Cement and Concrete Composites* 46 (2008) 848-859.
- [15] B. Lindlar, L. Oblak, D. Lootens, C. Stenger, From tunnel to laboratory: scaling of shotcrete testing, in: 7th International Symposium on Sprayed Concrete, Sandefjord, 2014: pp. 282-286.
- [16] L. Oblak, B. Lindlar, D. Lootens, Continuous monitoring of strength evolution of shotcrete (en alemán), in: *Spritzbeton Tagung*, Alpbach, 2012.
- [17] B. Lindlar, C. Stenger, D. Lootens, Miniaturised laboratory spray method for shotcrete - New possibilities for the product development, mix design optimisation and quality control (en alemán), in: *Spritzbeton Tagung*, Alpbach, 2015.

VERIFICACIONES EXPERIMENTALES
VALIDAÇÕES EXPERIMENTAIS

Estudo de viabilidade técnica para substituição parcial de cimento por lignina no concreto auto-adensável (CAA)

Carlos Calado ⁽¹⁾, Aires Camões ⁽²⁾, Fabrizio Elias ⁽¹⁾, Gabriella Dalpane ⁽¹⁾ e Bruna Ferraz ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco-UPE, Brasil.

⁽²⁾ CTAC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho-UMINHO, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5093>

RESUMO

A lignina tem como composição elementar carbono, hidrogênio e oxigênio, obtendo-se em maior escala a partir dos resíduos gerados na produção de celulose, papel e etanol celulósico. Cinza de lignina adicionada ao cimento melhora a resistência à compressão do concreto, mas sua queima aumenta custos e danos ao ambiente. A presente pesquisa objetivou obter respostas quanto à viabilidade técnica de adicionar a lignina diretamente ao concreto sem transformá-la em cinzas. Foram moldadas e ensaiadas quatro composições de pastas, P1 a P4, e sete diferentes argamassas de concreto, C1 a C7: tempo de pega por Vicat, espalhamento, resistência à compressão, absorção de água por capilaridade, ascensão capilar e índice de vazios. Recorreu-se, sempre, a três execuções para cada ensaio e os ensaios em concreto endurecido foram efetuados recorrendo a corpos de prova cilíndricos de diâmetro 5 e altura 10 cm. Os percentuais aplicados de lignina foram 2,5% e 5% em massa da mistura de ligante, sendo o ligante considerado como a mistura de cimento e lignina, base seca, razão água/ligante (a/l) = 0,50, cimento CP III 40 RS e diferentes combinações de aditivos (SP) e (P). Os resultados demonstraram: percentual de 2,5% foi melhor que 5%; não houve incompatibilidade entre lignina e aditivo químico, com aumento de resistência; o tempo de pega foi maior com lignina, cumprindo papel similar ao aditivo químico retardador; índice de vazios indicou menor porosidade com indicativo de maior durabilidade na adição de lignina ao concreto. Dessa forma, a pesquisa demonstrou haver indicativos de viabilidade técnica na substituição parcial de cimento por lignina *in natura*.

PALAVRAS-CHAVE: Lignina, Concreto, Argamassas de CAA e CC e Sustentabilidade.

1.- INTRODUÇÃO

Apesar de ser responsável por impactos ambientais, sociais e econômicos consideráveis, como extração de matérias primas e processos produtivos geradores de resíduos [1], a indústria da construção civil é reconhecida como uma das mais importantes atividades produtivas e econômicas. Assim, a redução da degradação ambiental e o desenvolvimento sustentável são desafios onde o aproveitamento racional dos resíduos pode contribuir para

que esses objetivos sejam alcançados. Lignina, extraída do resíduo resultante do processo industrializado de produção de celulose, papel e bioetanol celulósico, poderia vir a ser aplicada como adição em substituição parcial do cimento, em face de suas características físicas e químicas. Ela é muito fina e responsável pela rigidez da parede celular das plantas, tendo a capacidade de cimentar uma célula na outra e aumentar sua resistência [2]. Por estas características, além de apresentar elevado potencial de obtenção no Brasil, onde em 2013 foram produzidas 15 milhões de toneladas de celulose gerando potencial de extração de 7 mil toneladas de lignina [3], onde apenas 2% desse potencial são consumidos [4], sua aplicação em larga escala torna-se possível, principalmente levando-se em conta que no mesmo ano de 2013 foram produzidas e consumidas 70 milhões de toneladas de cimento no Brasil [5]. A lignina pode tornar-se um adesivo ao concreto aumentando sua resistência, mantendo a trabalhabilidade e diminuindo os vazios, principalmente para o concreto auto-adensável (CAA) em face de sua maior finura. Sendo obtida dos resíduos do licor negro da indústria de papel celulósico e da produção de bioetanol celulósico e podendo diminuir o consumo de cimento, torna o custo das obras mais atrativo e diminui o impacto ambiental tanto da produção de concreto quanto de papel. A Universidade do Kansas [6] realizou estudo para adição de 20% de cinzas de lignina de resíduos de produção do bioetanol celulósico ao cimento. Os resultados indicaram aumento de até 32% na resistência do concreto à compressão, porém, a queima do resíduo gera mais impactos ambientais.

Estudar a aplicação de lignina ao concreto reduzindo custos sem gerar novos poluentes ao evitar-se sua queima, foi o objetivo desta pesquisa. Foram então analisadas sete diferentes composições de argamassa para concreto, C1 a C7, com substituição parcial do cimento por lignina nos percentuais de 2,5% e 5%, assim como incorporação de aditivo plastificante e superplastificante. Aplicaram-se ensaios de resistência à compressão, durabilidade, agulha de Vicat e índice de consistência. Os ensaios de durabilidade foram absorção de água por capilaridade, ascensão capilar e índice de vazios. Buscou-se resposta quanto à viabilidade técnica da substituição parcial de cimento por lignina *in natura*, com indicativos de melhor percentual de substituição, compatibilidade entre os constituintes com ênfase para os aditivos químicos superplastificantes (SP) e plastificantes (P), isoladamente ou combinados, conforme adotado usualmente na região de desenvolvimento da pesquisa, Recife-PE. As composições foram estabelecidas de modo a permitir comparativo de desempenho com e sem a adição de lignina. Ressalte-se que a lignina não foi submetida a qualquer sistema de tratamento adicional, evitando-se novos processos de produção. Dessa forma o estudo buscou comprovar o possível uso de resíduo com potencial de disponibilidade, redução de consumo de cimento, poluição ambiental e estabelecimento de aproveitamento econômico de rejeito industrial. Tudo contribuindo para menores custos e maior sustentabilidade ambiental.

2.- PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

2.1.- Constituintes e composições

O cimento aplicado foi o CP III 40 RS, largamente empregado na região, com relação água/ligante (a/l) de 0,50, sendo estabelecidas sete composições, C1 a C7 [Quadro 1]. C1 é a composição de referência sem lignina e sem aditivo químico (P) ou (SP), enquanto C2 é

sem lignina e com (SP+P). A lignina usada foi retirada do licor negro da produção de papel pelo processo Kraft, a partir da madeira eucalipto. A areia utilizada, denominada lavada, e o cimento foram comprados em armazéns do Recife-PE. A água foi captada do sistema público de abastecimento da cidade, buscando-se obter argamassas de concreto, CAA e CC, o mais próximo das aplicadas em obras na cidade. Os aditivos foram o plastificante Bauchemie®FK 840-MC e o superplastificante Sika®Viscocrete 60 HE. Buscou-se determinar a viabilidade e percentual recomendado de uso de lignina em substituição parcial ao cimento, comportamento na presença dos aditivos químicos, tempos de início e fim de pega, propriedades de trabalhabilidade, resistência mecânica e durabilidade.

Quadro 1. Detalhamento das Composições C1 a C7.

Constituintes	U.	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
% Lignina	%	0	0	5	2,5	2,5	2,5	2,5
CP III 40 RS	g	588	588	558,6	573,3	573,3	573,3	573,3
Lignina	g	0	0	29,4	14,7	14,7	14,7	14,7
Areia	g	1252	1252	1252	1252	1252	1252	1252
Água	g	288	288	288	288	288	288	288
SP	g	0	5,88	5,88	5,88	0	5,88	0
P	g	0	3,5	3,5	3,5	0	0	3,5
Relação (a/l)	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

C3 e C4 usam os dois aditivos químicos (SP+P) com 5% e 2,5% de lignina, respectivamente. A composição C4 indicou melhor desempenho de resistência à compressão comparada a C3, portanto, foi mantido o percentual de 2,5% em C5, C6 e C7. C5 não contém aditivos químicos, C6 contém apenas (SP) e C7 apenas (P). Usualmente o concreto auto-adensável utiliza (SP+P) em suas composições e os concretos convencionais, apenas (P). C6 procurou identificar possíveis diferenças de comportamento com o uso apenas de (SP). As características físico-químicas da lignina utilizada nos estudos foram determinadas em parceria com o Departamento de Química da UFRJ. Destacam-se 48,79% de Carbono, 5,44% de Hidrogênio, 36,16% de Oxigênio, 14,4% de Cinzas em massa e teor de Açúcar entre 1% e 2%.

2.2.- Ensaios de resistência à compressão

Os ensaios de compressão foram realizados no laboratório de materiais de construção da Escola Politécnica da UPE nas idades de 24 horas, 7, 28 e 90 dias nas composições C1 a C7, à exceção de C4 cujo primeiro rompimento se deu na idade de 3 dias por questões operacionais do laboratório, mantendo-se as demais idades. Foram utilizados três corpos de prova (CPs) para cada idade sendo então 12 CPs para cada composição estudada, o que totalizou 63 moldagens. Foi considerada a resistência média dos três CPs quando o resultado mais discrepante não ultrapassava 10% de diferença para a referida média. Acima de 10%, a resistência discrepante, de maior ou menor valor, era descartada e considerada a média dos outros dois resultados. Todos os corpos de prova cilíndricos foram moldados com diâmetro de 50 mm e altura 100 mm e foram curados em câmara úmida, lá permanecendo até o momento dos ensaios. A areia utilizada tinha dimensão máxima de

2,39 mm, módulo de finura 2,409. A moldagem e os ensaios de resistência à compressão dos CPs também seguiram as recomendações da NBR 7215 [7]. As Figs 1 e 2 mostram fotos dos constituintes depois de separados e pesados prontos para início da mistura e a prensa utilizada para execução dos ensaios, respectivamente. Trata-se de prensa computadorizada e servo mecanizada modelo EMIC DL 300, carregamento constante de 0,040 mm/s, sendo os resultados fornecidos por software próprio com produção de gráficos e apresentação das resistências em MPa.



Figura 1. Materiais selecionados e pesados



Figura 2. Prensa EMIC DL 300

2.3.- Ensaios de índice de consistência

O índice de consistência é a medida do diâmetro da base do tronco de cone de argamassa após o espalhamento/abatimento, sendo mensurado com auxílio de paquímetro e expresso em milímetros. Os ensaios, realizados conforme a NBR 13276 [8] e também a NBR 7215 [7], utilizaram três moldagens para cada composição. Um molde tronco-cônico era posicionado no centro da mesa vibratória manual e em seguida preenchido com a argamassa em três camadas, aplicando-se quinze, dez e cinco golpes para adensamento. Em seguida o molde era removido e a alavanca da mesa girada manualmente para realizar trinta quedas em trinta segundos conforme controle através de cronômetro. Os diâmetros resultantes eram medidos e sua média, utilizada como resultado final. A realização dos ensaios está mostrada nas Figs 3 e 4, visualizando-se o molde já preenchido com a argamassa sobre a mesa vibratória manual e a argamassa depois de retirada do molde e espalhamento final, respectivamente.



Figura 3. Molde preenchido com argamassa



Figura 4. Argamassa após espalhamento

2.4.- Ensaios de agulha de Vicat

O ensaio de agulha de Vicat foi dividido em duas etapas. Inicialmente foi feita a determinação da água da pasta de consistência normal, cimento (C) + água (A), conforme NBR NM 43 [9]. Em seguida, foram realizados os ensaios de tempos de início e fim de pega conforme a NBR NM 65 [10] para a pasta de referência (C+A) e as demais pastas

estabelecidas com diferentes composições incluindo lignina (L) no percentual de 2,5%, superplastificante (SP) e plastificante (P), pastas P1 a P4 [Quadro 2]. A realização dos ensaios está mostrada nas Figs 5 e 6, visualizando-se o recipiente já preenchido com pasta e a realização do ensaio com a penetração da agulha e leitura dos resultados, respectivamente.

Quadro 2. Pastas ensaiadas e constituintes aplicados.

<i>Constituintes</i>	<i>Unid.</i>	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>
CP III 40 RS	g	500	487,5	500	487,5
Lignina	g	-	12,5	-	12,5
Água	g	158	158	158	158
SP	g	-	-	5	5



Figura 5. Molde preenchido com pasta



Figura 6. Penetração da agulha de Vicat

2.5.- Ensaios: Absorção de água por capilaridade, Ascensão capilar e Índice de vazios.

Os ensaios de durabilidade foram aplicados nas composições C2, C4 e C5. Buscou-se identificar diferenças de desempenho entre composições com SP e P associados sem lignina, C2, com lignina, C4, e com lignina e sem aditivos químicos, C5. Os ensaios de absorção de água por capilaridade e ascensão capilar, tomaram por base a NBR 9779 [11]. Foram utilizados três corpos de prova (CPs) para cada composição em cada idade, 30 e 60 dias, totalizando 18 moldagens. Os CPs foram secados em estufa e resfriados até a temperatura ambiente de 27°C quando então foram pesados para determinação de suas massas e iniciados os ensaios. Depois de colocados sobre filme de água com altura constante de (5 ± 1) mm acima da face inferior, as massas foram sendo medidas nos tempos de 3, 6, 24, 48 e 60 horas. Em seguida à última pesagem, os CPs foram rompidos através do ensaio de compressão diametral com base na NBR 7222 [12], sendo possível medir a ascensão capilar. Os ensaios de índice de vazios tomaram por base a NBR 9778 [13]. As Figs 7 e 8 mostram dois CPs após realização do ensaio e rompimento diametral.



Figura 7. Rompimento diametral



Figura 8. Visualização da ascensão capilar

3.- RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES AVALIATIVAS

3.1.- Ensaio de agulha de Vicat para tempos de início (Ti) e fim (Tf) de pega

A pasta de consistência normal foi determinada e a relação (a/l) foi de 0,316. As composições P1 a P4 foram moldadas em seguida utilizando essa mesma relação (a/l). O tempo de início de pega foi determinado quando a agulha penetrou (4 ± 1) mm na pasta com leituras realizadas com intervalos de 15 minutos e o tempo de fim de pega quando a agulha penetrou 0,5 mm com leituras realizadas no mesmo intervalo de tempo. A Fig. 9 a seguir apresenta o gráfico dos resultados dos ensaios de determinação dos tempos Ti e Tf pega das pastas ensaiadas P1 a P4.

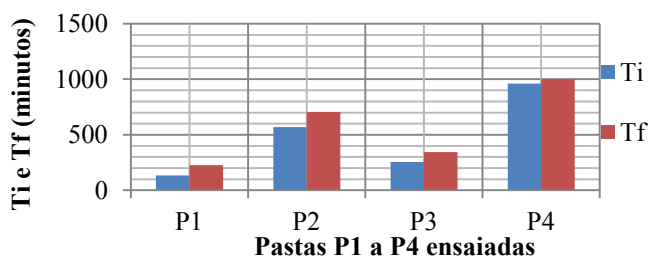


Figura 9. Gráfico dos resultados de agulha de Vicat nas pastas P1 a P4.

Ao se comparar P2 (lignina) com P1 sem lignina ambas sem aditivos químicos, o início de pega em P2 foi prolongado em 322% em relação a P1. Comparando P4 (lignina) com P3 sem lignina, ambas com (SP), verificou-se que o início de pega em P4 foi prolongado em 276% em relação a P3. Para P3 e P1, o prolongamento de P3 em relação a P1 foi de 89%. Finalmente, entre P4 e P2, o prolongamento de P4 em relação a P2 foi de 68%. Verificou-se indicativo de que a adição de lignina provoca efeito retardador do tempo de início de pega do concreto com ou sem a presença dos aditivos químicos retardadores.

3.2.- Ensaio de índice de consistência

A Fig. 10 mostra gráfico com os resultados de espalhamento obtidos nos ensaios na mesa vibratória manual aplicada nas composições ensaiadas C1 a C7.

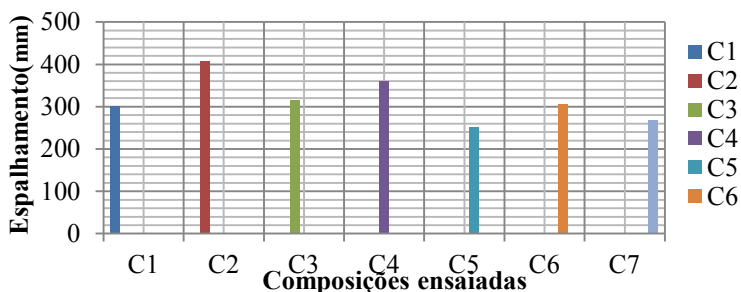


Figura 10. Gráfico dos resultados de espalhamento das composições C1 a C7.

Comparando-se C4 (2,5%) com C3 (5%) de lignina, o espalhamento de C3 foi 87% do valor de C4. Ao se comparar C5 (lignina) com C1 sem lignina, ambas as composições sem (SP+P), verificou-se que o espalhamento de C5 foi 83% do obtido por C1. Ao se comparar C4 (lignina) com C2 sem lignina, ambas as composições com (SP+P), verificou-se que o espalhamento de C4 foi 88% do obtido por C2. No comparativo entre C6 (SP) e C7 (P), como esperado, a redução no espalhamento de C7 foi de 12%. Dessa forma, independente da presença de (SP+P), o desempenho de espalhamento das composições com lignina foi um pouco inferior àquelas sem adição de lignina.

3.3.- Ensaios de resistência à compressão

A Fig. 11 mostra gráfico com curvas ajustadas dos resultados de resistência à compressão de todas as composições ensaiadas C1 a C7.

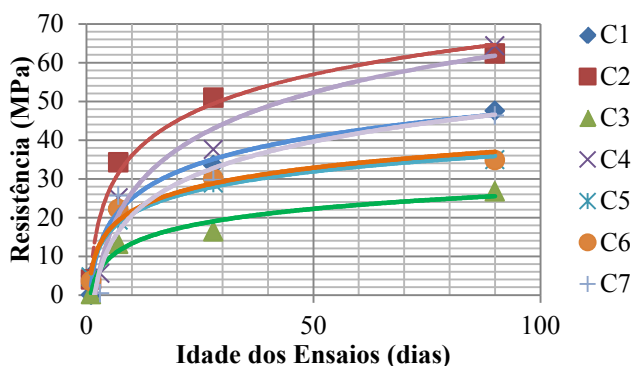


Figura 11. Gráfico mostrando evolução da resistência à compressão das composições ensaiadas.

O melhor desempenho de C4 com 2,5% de lignina em relação a C3 com 5%, ambas contendo (SP+P), foi 141% superior aos 90 dias. Dessa forma, as composições C5, C6 e C7 utilizaram apenas o percentual de 2,5% de lignina em substituição parcial ao cimento. O comparativo entre C1 sem aditivos e C2 contendo (SP+P), ambas sem lignina, mostrou desempenho de C2 31% superior em relação a C1. Calado *et al.* [14], já haviam demonstrado que a aplicação de (SP+P) melhora o desempenho de resistência à compressão com maior homogeneidade e diminuição da porosidade na pasta e na interface agregado-pasta. De forma equivalente, o comparativo entre C5 sem aditivos e C4 contendo (SP+P), ambas agora com 2,5% de lignina, mostrou desempenho de C4 84% superior em relação a C5, evidenciando-se a importância da compatibilidade entre lignina e aditivos químicos. Destaque-se que C4 com lignina e (SP+P) apresentou a maior resistência aos 90 dias em relação às demais composições ensaiadas, sendo 3% superior em relação a C2 com (SP+P), e 35% em relação a C1 sem aditivos, ambas as composições de referência sem lignina. Para o comparativo entre composições com lignina, C5 (sem aditivos), C6 (SP), e C7 (P), têm-se alguns indicativos: C5 e C6 apresentaram evolução das resistências quase idênticas; C7 (P) apresentou resultado 32% superior em relação a C5 e C6 em média; no comparativo direto entre as resistências de C4 (SP+P) com C5 e C6, verificou-se que o desempenho de C4 foi

84% superior a C5 e C6; o comparativo entre C1 e C5, ambas as composições sem aditivos químicos, mostrou que o desempenho de C5 com lignina foi 73% de C1, o que ressalta mais uma vez a compatibilidade entre lignina e aditivos químicos. Dos resultados encontrados é possível estabelecer a viabilidade técnica da substituição parcial de cimento por lignina no percentual recomendável de 2,5%, com melhor desempenho nas composições que usualmente utilizam plastificante (CC) e plastificante associado à superplastificante (CAA), conforme prática usual na região da pesquisa.

3.4.- Ensaio: Absorção de água por capilaridade, Ascensão capilar e Índice de vazios.

A Fig. 12 apresenta em forma de gráfico os resultados dos valores médios encontrados para a absorção de água por capilaridade (AAC) em g/cm^2 , para as idades de 30 e 60 dias, com medições após início, com 03, 06, 24, 48 e 60 horas de ensaio, para amostras de C2, C4 e C5. Na abcissa (x) estão indicadas as idades de 30 e 60 dias. Na ordenada (y) foram plotados os resultados da absorção de água por capilaridade em g/cm^2 aos 30 e 60 dias.

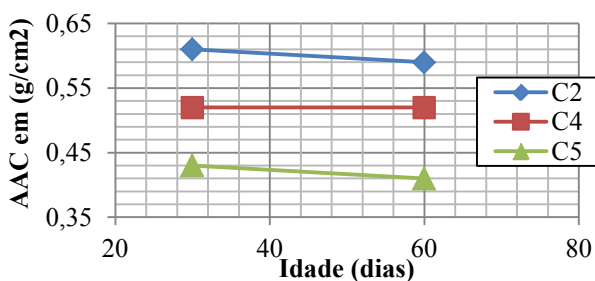


Figura 12. Gráfico dos resultados de absorção de água por capilaridade em C2, C4 e C5.

A Fig. 13 apresenta gráfico com os resultados dos valores médios encontrados para a ascensão capilar (AC) para as idades de 30 e 60 dias, nas amostras de C2, C4 e C5. Na ordenada (y) estão indicados os resultados para 30 e 60 dias do percentual dos valores de AC medidos em relação à altura dos CPs. Na abcissa (x) foram plotadas as composições C2, C4 e C5, cada uma nas idades de 30 e 60 dias.

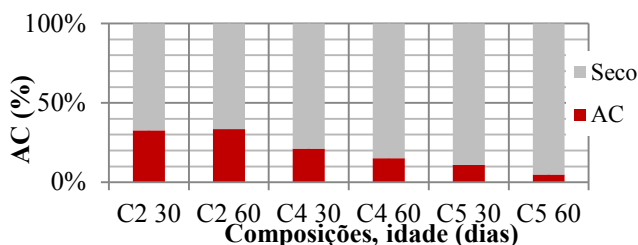


Figura 13. Gráfico dos resultados de ascensão capilar em C2, C4 e C5.

A Fig. 14 apresenta gráfico com os resultados dos valores médios encontrados para o índice de vazios (IV) nas idades de 30 e 60 dias, nas amostras de C2, C4 e C5. Na ordenada (y) estão indicados os resultados para 30 e 60 dias do percentual de índice de vazios dos CPs.

Na abcissa (x) foram plotadas as composições C2, C4 e C5, cada uma nas idades de 30 e 60 dias.

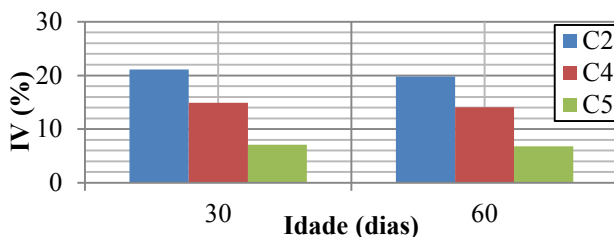


Figura 14. Gráfico dos resultados de índice de vazios em C2, C4 e C5.

Os ensaios de durabilidade aplicados em C2 (sem lignina e com aditivos), C4 (com lignina e aditivos) e C5 (com lignina e sem aditivos), mostraram que a diferença de 30 dias entre eles não foi suficiente para indicação da evolução de desempenho como foi possível perceber nos ensaios de resistência entre 28 e noventa dias. Mas, foi possível verificar indicativos que demonstraram menor porosidade nas composições com lignina em função de sua maior finura com conseqüente melhor preenchimento dos poros. Tal representa indicador de maior durabilidade para o concreto.

4.- CONCLUSÕES

A lignina foi aplicada *in natura* sem ser submetida a qualquer intervenção adicional que alterasse suas características físico-químicas. A seguir são apresentadas algumas conclusões com base nos resultados encontrados:

(a) A resistência à compressão, durabilidade e consistência, demonstraram que a substituição parcial de cimento por lignina é tecnicamente viável desde que o percentual de substituição não ultrapasse 5%; (b) O conjunto de ensaios aplicados demonstrou que existiu compatibilidade entre a lignina e os aditivos químicos SP e P usualmente aplicados nas composições de concreto utilizadas na região da pesquisa; (c) C4, composição contendo lignina e aditivos químicos SP e P, foi a que apresentou maior resistência aos 90 dias; (d) Nos ensaios de tempos de pega através de agulha de Vicat, apenas a adição de lignina, mesmo sem aditivos químicos retardadores de pega (pasta P2), foi suficiente para prolongar o início da pega em tempo quatro vezes superior à pasta apenas com cimento e água (P1), demonstrando dessa forma outro benefício agregado pelo uso do resíduo.

Com os resultados do presente estudo percebe-se que a continuidade da pesquisa poderá consolidar indicativos que fortaleçam a aplicação de resíduos industriais sem necessidade de novos processamentos que aumentem a poluição ambiental e custos financeiros.

REFERÊNCIAS

- [1] Gasques, A.C.F., *et al.*, Impactos Ambientais dos Materiais da Construção Civil: Breve Revisão Teórica. Universidade Federal de Maringá, Paraná (2014).

- [2] D’Almeida, M.L.O., *Celulose e papel: tecnologia de fabricação da pasta celulósica*. 2.ed., São Paulo: IPT, v.1, p. 45-106 (1988).
- [3] Nogueira, L.A.H. e Walter, A.C.S., *Experiências de Geração de Energia Elétrica a Partir de Biomassa no Brasil: aspectos técnicos e econômicos*. Informe de la Reunión Regional sobre Generación de Electricidad a partir de Biomasa, FAO/FOWP, Montevideo (1995).
- [4] Gosselink, R.J.A., *et al.*, *Co-ordination network for lignin—standardisation, production and applications adapted to market requirements (Eurolognin)*. *Industrial Crops and Products*, 20, p. 121–129 (2004).
- [5] CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção. *Consumo Anual de Cimento - Brasil e Grandes Regiões*. Banco de Dados (2013).
- [6] Kansas State University. *Scientists build stronger, greener concrete with lignin*. Department of Civil Engineering, USA (2013).
- [7] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7215: *Cimento Portland - Resistência a Compressão*. Rio de Janeiro (1996).
- [8] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13276: *Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência*. Rio de Janeiro (2002).
- [9] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 43: *Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal*. Rio de Janeiro (2003).
- [10] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 65: *Cimento Portland – Determinação do tempo de pega*. Rio de Janeiro (2003).
- [11] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9779: *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade*. Rio de Janeiro (2012).
- [12] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7222: *Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro (2011).
- [13] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9778: *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica*. Rio de Janeiro (2005).
- [14] Calado, C., *et al.*, *Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments*. *Materials*, 8(4), 1459-1481; doi:[10.3390/ma8041459](https://doi.org/10.3390/ma8041459) (2015).

Repetitividad de la capacidad autorreparante de hormigones reforzados con fibras con aditivo cristalino

E. Cuenca ⁽¹⁾, A. Tejedor ⁽¹⁾ y L. Ferrara ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano,
Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milan, Italy

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5176>

RESUMEN

El presente artículo analiza la repetitividad de la capacidad autorreparante del hormigón reforzado con fibras analizando la influencia del aditivo cristalino en la autorreparación de las fisuras. Se ha analizado la respuesta a tracción en probetas cuadradas de 150x150x50mm mediante el “Double Edge Wedge Splitting (DEWS)” test. La configuración del ensayo y las entallas de las probetas permiten fijar el plano de rotura, y por consiguiente la orientación de las fibras. Para su autorreparación, las probetas han sido expuestas a las siguientes condiciones: inmersión en agua, ambiente externo (aire) y ciclos aire/agua. Inicialmente, las probetas fueron prefisuradas hasta una abertura de fisura de 0.25mm, posteriormente se sometieron a las distintas condiciones de exposición durante 1, 3 y 6 meses. Al final de cada periodo, las probetas fueron nuevamente fisuradas para volver a ser sometidas a las distintas condiciones de exposición durante 1 o dos meses hasta completar un año. Se ha analizado el índice de cierre de la fisura mediante métodos fotogramétricos. Para un mismo periodo de exposición, los mayores cierres de fisura tuvieron lugar en la condición de inmersión en agua. Además, se observó que el aditivo cristalino puede favorecer la autorrecuperación a largo plazo.

PALABRAS CLAVE: self-healing, autorreparación, aditivo cristalino, repetitividad, HRF

1.- INTRODUCCIÓN

La creciente preocupación sobre un uso inteligente de los materiales y la necesidad de garantizar a largo plazo un estado y rendimiento óptimos, tanto a nivel estructural como de material, en las aplicaciones de ingeniería civil ha favorecido una mayor investigación acerca de nuevos materiales cementicios autorreparables. El objetivo principal de estos materiales es el de cerrar la vía de entrada (fisuras) a los agentes agresivos, de manera que el inicio de la degradación del material se retrase o se evite completamente. El hormigón tiene ciertas propiedades de autorreparación ya que, en la mayoría de los casos, el 20-30% de las partículas de cemento permanecen anhidras. Cuando se crea una fisura, dichas partículas anhidras entran en contacto con el agua o con la humedad y reaccionan con ella

creando productos de hidratación que contribuyen al cierre de la fisura [1, 2]. Dicha autorreparación se denomina “autorreparación autógena” (autogenous healing, en inglés), [3]. Por otra parte, cuando en la matriz cementicia se añaden adiciones especialmente diseñadas para promover la autorreparación del material cementicio [4], como por ejemplo los aditivos cristalinos [5, 6], el proceso se denomina “autorreparación ingenierizada” (engineered healing, en inglés). A su vez, la sinergia entre los materiales cementicios reforzados con fibras y las técnicas de autorreparación (self-healing) están dando lugar a soluciones con un gran potencial [4] ya que las fibras pueden mejorar el proceso de autorreparación debido a su capacidad para restringir el ancho de las fisuras y aumentar la formación de fisuración múltiple [1, 6, 8-10]. Se ha comprobado que fisuras con un ancho menor a $30\mu\text{m}$ se autorrepararon completamente y, en algunos casos incluso fisuras con un ancho de $50\mu\text{m}$ [2]. Posteriormente, será necesario comprobar si el mecanismo de autorreparación se mantiene a lo largo del tiempo tras varios ciclos de carga-descarga (repetitividad de la autorreparación). A día de hoy todavía hay muy pocos trabajos que traten la repetitividad [7, 11].

En la última década, con la mejora de los métodos fotogramétricos y de tratamiento de la imagen, se han desarrollado diversos algoritmos de detección y caracterización de fisuras [12]. Estos procedimientos alcanzan resultados de gran precisión especialmente en superficies con textura e iluminación homogéneas [13]. El algoritmo de detección inicia con la aplicación de filtros que suavizan el error y realzan los bordes. Posteriormente, se aplica el procedimiento que permite el aislamiento de la fisura. Los métodos más destacados en la actualidad son los llamados algoritmos de binarización [14]. Estos métodos realizan una clasificación de cada pixel en dos categorías; *blanco* o *negro* (*fisura* o *no fisura*), basándose en la definición de un umbral radiométrico [15]. El resultado de este proceso es lo que a veces se conoce como imagen segmentada. Finalmente, un filtrado adicional permite la eliminación de valores atípicos (*outliers*). Varios autores, como [16-19], han hecho uso de estos métodos de procesamiento digital de la imagen para la detección y cuantificación de fisuras. El procedimiento debe ser adaptado según las características a obtener; ancho, largo, profundidad o área de la fisura, siendo esta última la más elegida para el estudio de la evolución temporal de la fisuración. La precisión alcanzada hasta la fecha por estos métodos es, en todo caso, superior al 75% e inferior al 95%.

El objetivo principal de este trabajo es analizar la repetitividad de la autorreparación de HRF y la influencia que puede tener en ella la adición de aditivos cristalinos promotores de la autorreparación. Mediante métodos fotogramétricos se cuantificará el cierre de las fisuras en cada una de las condiciones analizadas y a lo largo de varios ciclos de fisuración-reparación.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ENSAYO

Se ha fabricado un hormigón reforzado con fibras (HRF) convencional sin aditivo cristalino y otro con aditivo cristalino (exactamente un 0.8% sobre el peso del cemento), de acuerdo

con las proporciones indicadas en la Tabla 1. Dicho aditivo cristalino promueve la autorreparación de las fisuras y consiste en una mezcla de cemento, arena y microsilito. Para ambos hormigones se ha utilizado una cuantía de fibras de acero de 40kg/m^3 con las siguientes dimensiones: 60mm de longitud, 0,9 mm de diámetro y esbeltez (longitud/diámetro) de 65.

Tabla 1. Composición de los hormigones empleados

Material [kg/m^3]	HRF sin aditivo cristalino	HRF con aditivo cristalino
Cemento tipo II 42.5	360	360
Aditivo cristalino	0	2,9
Agua	180	180
Superplastificante	3,5	3,5
Arena 0-4mm	814	811
Grava 4-16mm	1077	1077
Fibras de acero 65/60BG	40	40

Se fabricaron 9 probetas prismáticas de $150 \times 150 \times 600\text{mm}$ y se ensayaron de acuerdo con la norma EN 14651 para su caracterización mecánica. Una vez ensayadas, las probetas fueron cortadas en porciones tal y como muestra la Fig. 2a, dando lugar a las probetas DEWS. Los hormigones se diseñaron con una fluidez tal el hormigón circulase a lo largo del eje largo de la probeta prismática (Fig. 2b). Esto permitió que las fibras se orientaran predominantemente a lo largo de dicha dirección. La configuración del ensayo y las entallas de las probetas (Fig. 2c) permitieron prefijar el plano de rotura, y por consiguiente la orientación predominante de las fibras [20], siendo éstas mayoritariamente perpendiculares (H1, H3) o paralelas (H1, V1, V2, V3) al plano de rotura.

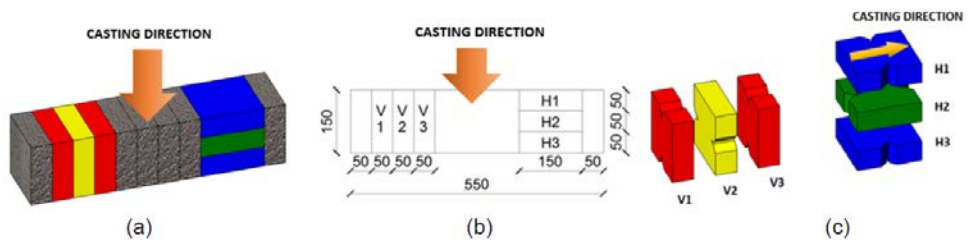


Figura 2. Fabricación y obtención de las probetas sometidas al DEWS test

Tras 4 meses en cámara húmeda a 20°C y 95% de humedad relativa, las probetas DEWS se prefisuraron de acuerdo con la metodología DEWS (Double Edge Wedge Splitting test) [20]. Los ensayos se llevaron a cabo controlando y midiendo la abertura de fisura a lo largo del ligamento tanto en la cara frontal como en la trasera de la probeta DEWS como muestra la Fig. 3.

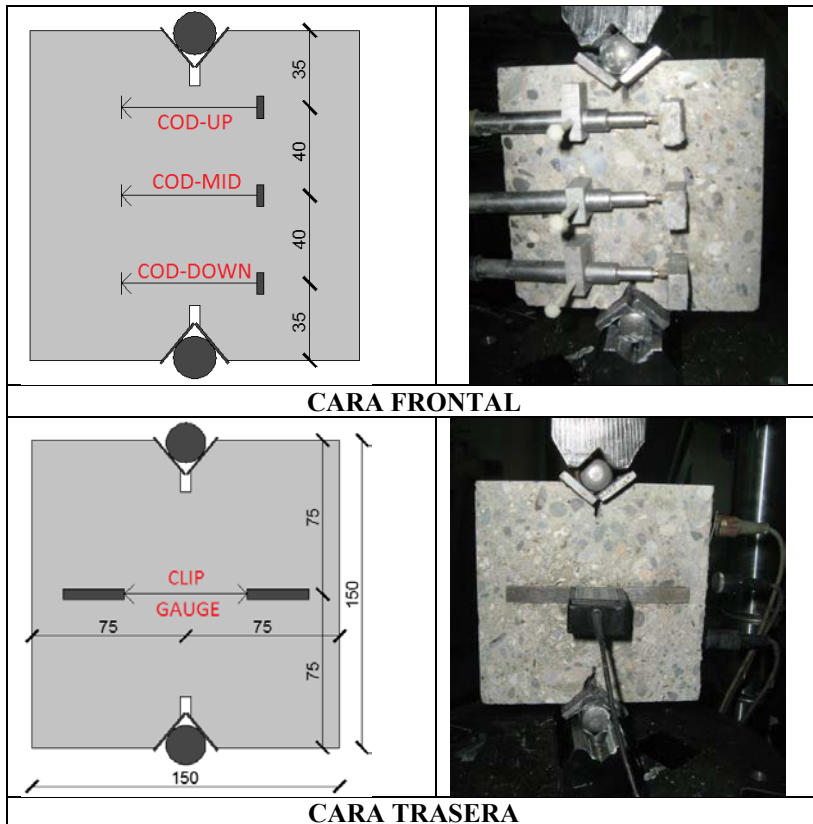


Figura 3. Geometría y metodología de ensayo DEWS

Se llevaron a cabo ensayos de prefisuración hasta una abertura de fisura de 0.25mm; las probetas DEWS fueron sometidas a las distintas condiciones de exposición: inmersión en agua, exposición al aire, ciclos aire/agua (4 días inmersos en agua y 3 días expuestos al aire libre) durante distintos períodos hasta llegar a una duración total de 1 año. Las probetas se clasificaron en tres grupos diferenciados por su tratamiento inicial: FT-1 fueron aquellas probetas cuyo tratamiento inicial fue de 1 mes, FT-3 aquellas en las que fue de 3 meses y FT-6 de 6 meses. Por ejemplo, las 23 probetas DEWS pertenecientes al grupo FT-6 siguieron la siguiente secuencia: autorreparación durante 6 meses en cada una de las 3 ambientes de exposición + fisuración de 0.25mm + autorreparación durante 1 mes + fisuración de 0.25mm + autorreparación durante 2 meses + fisuración de 0.25mm + autorreparación durante 1 mes + fisuración de 0.25mm + autorreparación durante 2 meses + fisuración de 0.25mm, tal y como se indica en la Tabla 2.

Tabla 2. Recorridos experimentales posibles (FT-1, FT-3 y FT-6) según la duración de los ciclos de fisuración-autorreparación hasta una duración total de 1 año

<i>Probetas</i>	<i>Ciclos de autorreparación (meses)</i>						
FT-6 23 DEWS	6		1	2	1	2	
FT-3 20 DEWS	3	1	2	1	2	1	2
FT-1 22 DEWS	1	2	3	1	2	1	2

3.- PROCESAMIENTO DE IMAGEN. METODOLOGÍA Y APLICACIÓN PARA LA CUANTIFICACIÓN DEL NIVEL DE AUTORREPARACIÓN DE LAS FISURAS

Para analizar la autorreparación de las fisuras de las probetas DEWS autorreparadas se pretende examinar la autorreparación de la fisura mediante técnicas de análisis de imagen. Para ello se han tomado fotografías con un microscopio digital a lo largo de toda la fisura en todas las probetas DEWS, con el objetivo de cuantificar el área de la fisura y con ella el cierre de la misma.

Debido a la forma irregular de las fisuras, además de tomar medidas de la abertura de la fisura para analizar su autorrecuperación, se ha decidido aplicar métodos de procesamiento de imagen que permiten analizar la evolución del ancho de fisura de una forma continua y, por tanto, más representativa de la evolución de la fisura completa. Para analizar la capacidad de autorreparación de las fisuras sometidas a distintos tratamientos (aire, agua y ciclos) es necesario identificar la superficie de la fisura y compararla a lo largo del tiempo. Se ha desarrollado un algoritmo para detectar la fisura y para cuantificar su superficie en píxeles. El procedimiento para estimar la superficie de fisura consiste en la secuencia que se muestra en la Fig. 4.

Para analizar la fisura principal se determina la zona que ésta ocupa (Fig. 5a), de este modo se eliminan posibles fisuras secundarias no relevantes con la fisura objetivo, además de reducir significativamente el tiempo de computación. Posteriormente se aplica un filtro a la imagen previo a la binarización de la misma. Mediante el proceso de binarización (Fig. 5b), los píxeles de la fisura se clasifican en dos categorías: oscuro o claro. Dicho método se conoce como “Adaptive Thresholding”. A continuación, se eliminan aquellos “outliers” que no forman parte de la fisura principal, de esta manera se aísla la fisura principal permitiendo cuantificar su superficie (Fig. 5c). El proceso descrito está empezando a ser aplicado en las probetas ensayadas lo que permitirá cuantificar el área de la fisura y la autorreparación de las fisuras para cada una de las condiciones y períodos de exposición.

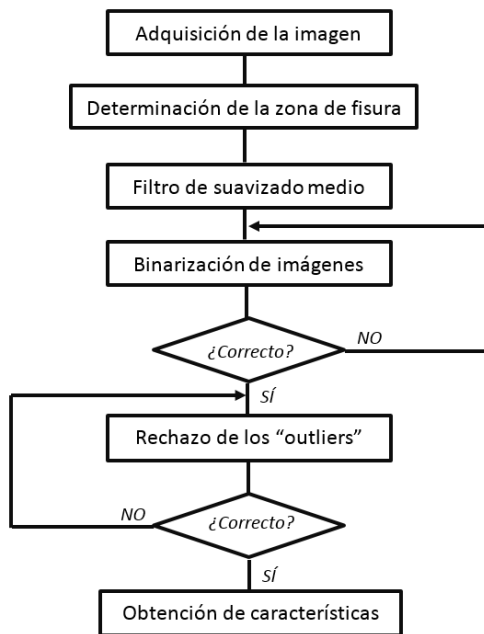


Figura 4. Algoritmo de estimación de la superficie de la fisura

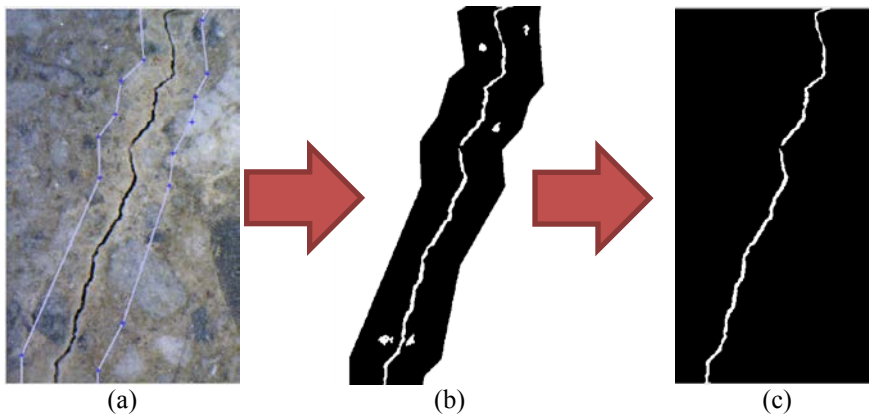


Figura 5. Procedimiento de detección de la fisura principal

El Índice de Cierre (%) de la probeta i para el ciclo de autorreparación j se calcula de la siguiente forma:

$$Sealing\ Index\ i^j = \frac{\sum_1^8 CA_{i,post}^{j-1} - \sum_1^8 CA_{i,pre}^j}{\sum_1^8 CA_{i,post}^{j-1}} \cdot 100$$

donde:

- $\sum_1^8 CA_{i,post}^{j-1}$, es la suma global del área de fisura en las 8 imágenes de la fisura tomadas para cada muestra i , tomadas justo después de cada ensayo de fisuración al final de cada ciclo de recuperación $j - 1$.
- $\sum_1^8 CA_{i,pre}^j$, es la suma global del área de fisura en las 8 imágenes de la probeta i , al final de cada tratamiento de autorrecuperación j .

En la Figura 6 se muestra el Índice de Cierre (%) de la fisura para cada una de las probetas ensayadas. El elevado número de ensayos hace que los resultados obtenidos sean altamente fiables y consistentes. Se observa claramente que el ambiente de exposición más favorable para la autorrecuperación de la fisura es el de la inmersión en agua, seguido por los ciclos aire/agua y en último lugar la exposición al aire.

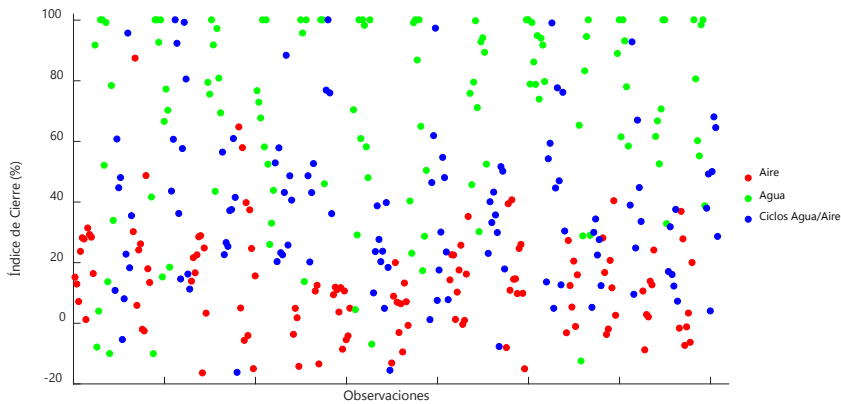


Figura 6. Visión global del Índice de Cierre de la fisura en función del ambiente de exposición y del tipo de hormigón (M1: hormigón de referencia; M2: hormigón con aditivo cristalino).

Los ciclos de fisuración-reparación se llevaron a cabo durante 1 año. Como se mostró en la Tabla 2, existen 3 recorridos posibles: FT-1, FT-3 y FT-6. En la Figura 7, se muestran los porcentajes de cierre de las fisuras a lo largo del periodo de estudio. En particular, aparecen reflejados, para cada rango de fisuración, los grupos de observaciones más relevantes en función del ambiente de exposición. En la Figura 7a se llegó a los 12 meses siguiendo el recorrido FT-1 (véase Tabla 2) y en la Figura 7b siguiendo el recorrido FT-6. En ambos recorridos (Figura 7a y 7b) se observa que los mayores cierres de fisura tuvieron lugar para la condición de inmersión en agua y los menores para la condición de exposición al aire. Cabe destacar que, incluso después de 12 meses en los que las probetas fueron sometidas a distintos ciclos de fisuración-recuperación, todavía se obtuvieron índices de cierre de fisura del 100% para el caso de las probetas de inmersión en agua con fisuras entre 0 y 0.15mm. Como era de esperar, las fisuras más finas se correspondieron con la condición más favorable (inmersión en agua) ya que, tras repetidos ciclos son las que todavía consiguieron cerrarse, de ahí que el ancho de fisura inicial sea menor que para el resto de condiciones. En el caso contrario se encuentran las probetas expuestas al aire libre, para las que se obtuvieron los menores índices de cierre, por ser el ambiente de exposición más

desfavorable y la abertura de fisura inicial mayor, de ahí que en la Figura 7 se observe una tendencia del índice de cierre de la fisura claramente decreciente con el ancho de fisura. Este tipo de comportamiento a lo largo de 12 meses se observa para los dos tipos de recorrido expuestos en la Figura 7 aunque si bien es cierto que, los mayores índices de cierre se obtuvieron para el recorrido FT-6 (Figura 7b), en el que el primer período de exposición fue mucho mayor que en FT-1 (Figura 7a), 6 meses frente a 1 mes, respectivamente. Además, en el recorrido FT-6 (Figura 7b) las probetas fueron fisuradas en 5 ocasiones mientras que en el FT-1 (Figura 7a) fueron fisuradas en 7 ocasiones.

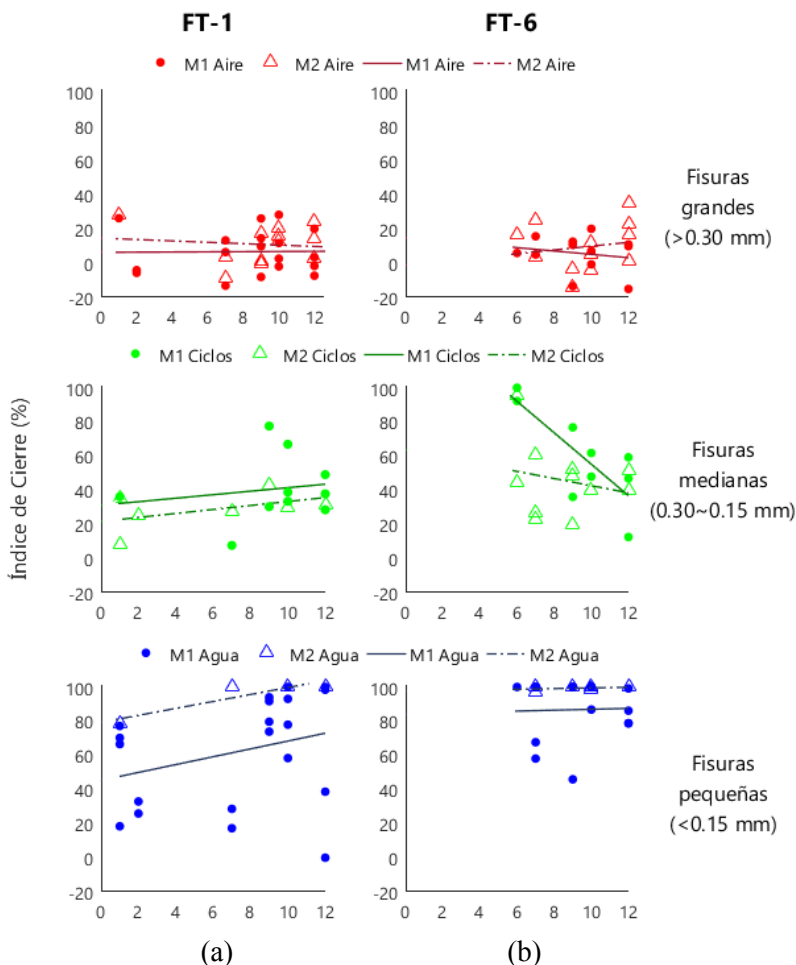


Figura 7. Índice de Cierre de la fisura tras un período de 12 meses con distintos ciclos fisuración-recuperación en función del ambiente de exposición y del tipo de hormigón (M1: hormigón de referencia; M2: hormigón con aditivo cristalino). (a) Recorrido FT-1; (b) Recorrido FT-6.

4.- CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha analizado la repetitividad de la capacidad autorreparante del hormigón reforzado con fibras analizando la influencia del aditivo cristalino en la autorreparación de las fisuras en probetas sometidas a distintas condiciones: inmersión en agua, ciclos aire/agua y exposición al aire durante distintos periodos hasta llegar a 1 año para analizar el comportamiento a largo plazo. Las conclusiones más relevantes son las siguientes:

- El ambiente de exposición es el factor más influyente en la capacidad de autorreparación de las fisuras. Las probetas expuestas al aire libre reflejan valores muy bajos de curación (< 20%). Por otro lado, el resultado más frecuente para aquellas sumergidas permanentemente en agua es el sellado completo de la fisura.
- El sellado completo de la fisura se presenta únicamente en probetas sumergidas en agua, ya sea periódicamente (4 días a la semana) o permanentemente, y para fisuras con ancho inferior a 0.30mm.
- La contribución del aditivo cristalino en la autorreparación de las fisuras es significativa principalmente en fisuras inferiores a 0.15mm de ancho y sumergidas permanentemente en agua. Además, la mejora introducida por el aditivo cristalino aumenta con el tiempo tras repetidos tratamientos de fisuración-reparación.
- La capacidad de autorreparación aumenta con el tiempo tras varios periodos de fisuración-reparación. En particular, se ha verificado que los resultados de los tratamientos posteriores a los 10 primeros meses son independientes del recorrido experimental previo.
- El hecho de reabrir una fisura en repetidas ocasiones no reduce su capacidad de autorreparación, siempre que esta sea inferior a 0.15mm. Por el contrario, la capacidad de autorreparación parece disminuir tras varios tratamientos para mayores aperturas de fisura.

AGRADECIMIENTOS

Los autores manifiestan su agradecimiento al Arq. Gastaldo Brac de Penetron Italia así como la financiación recibida a través de las “PoliMi International Fellowships 2015”.

REFERENCIAS

- [1] Van Tittelboom, K., Gruyaert, E. et al., ‘Influence of mix composition on the extent of autogenous crack healing by continued hydration or calcium carbonate formation’, *Construction and Building Materials* **37** (2012) 349-359.
- [2] Yang, Y., Lepech, M. et al., ‘Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet-dry cycles’, *Cement and Concrete Research* **39** (2009) 382–390.
- [3] Ferrara, L., Krelani, V., Moretti, F., Roig-Flores, M., Serna-Ros, P., ‘Effects of autogenous healing on the recovery of mechanical performance of High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites (HPFRCCs): Part 1’, *Cement and Concrete Composites* **83** (2017) 76-100.

- [4] Cuenca E. and Ferrara, L., 'Self-healing capacity of fiber reinforced cementitious composites. State of the art and perspectives', *KSCE Journal of Civil Engineering* **21** (7) (2017) 1-13.
- [5] Ferrara, L., Krelani, V. and Moretti, F., 'On the use of crystalline admixtures as promoters of self-healing in cement based construction materials', *Smart Materials and Structures*, **25** (8) (2016) 1-17
- [6] Roig-Flores, M., Moscato, S et al., 'Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments', *Construction and Building Materials* **86** (2015), 1-11.
- [7] Snoeck, D. and De Belie, N., 'Repeated autogenous healing in strain-hardening cementitious composites by using superabsorbent polymers', *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* **28** (1) (2015) 1-11.
- [8] Cuenca, E., Echegaray-Oviedo J. and P. Serna, 'Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of Self Compacting Fiber Reinforced Concrete beams', *Composites Part B: Engineering* **75** (2015) 135-147.
- [9] Snoeck, D. and De Belie, N., 'From straw in bricks to modern use of microfibers in cementitious composites for improved autogenous healing - A review', *Construction and Building Materials* **95** (2015) 774-787.
- [10] Ferrara, L., Krelani V. and Moretti, F., 'Autogenous healing on the recovery of mechanical performance of HPFRCCs: part 2', *Cement and Concrete Composites* **73** (2016) 299-315.
- [11] Sahmaran, M., Yildirim, G. et al., 'Repeatability and pervasiveness of Self-Healing in Engineered Cementitious Composites', *ACI Materials J* **112** (4) (2014) 513-522.
- [12] Mohan, A. and Poobal, S. 'Crack detection using image processing: A critical review and analysis', *Alexandria Eng. J.* (2017).
- [13] Hutchinson, T.C. and Chen, Z., 'Image-based framework for concrete surface crack monitoring and quantification,' *Adv. Civ. Eng.* (2010).
- [14] Imocha Singh, O., Sinam, T., James, O. and Romen Singh, T., 'Local Contrast and Mean Thresholding in Image Binarization,' *Int. J. Comput. Appl.*, **51** (6) (2012) 5-10.
- [15] Romen Singh, T., Roy, S., and Manglem Singh, K., 'Local Adaptive Automatic Binarisation (LAAB),' *Int. J. Comput. Appl.*, **40** (6) (2012) 27-30.
- [16] Adhikari, R.S., Moselhi, O., and Bagchi, A., 'Image-based retrieval of concrete crack properties for bridge inspection,' *Autom. Constr.*, **39** (2014)180-194.
- [17] Lee, B.Y., Kim, Y.Y., Yi, S.T., and Kim, J.K., 'Automated image processing technique for detecting and analysing concrete surface cracks,' *Struct. Infrastruct. Eng.*, **9** (6) (2013) 567-577.
- [18] Fujita, Y., and Hamamoto, Y. 'A robust automatic crack detection method from noisy concrete surfaces,' *Mach. Vis. Appl.*, **22** (2) (2011) 245-254.
- [19] Valença, J., Dias-Da-Costa, D., Júlio, E., Araújo, H., and Costa H., 'Automatic crack monitoring using photogrammetry and image processing,' *Meas. J. Int. Meas. Confed.*, **46** (1) (2013) 433-441.
- [20] Di Prisco, M., Ferrara, L., Lamperti, M.G.L. 'Double edge wedge splitting (DEWS): an indirect tension test to identify post-cracking behavior of fibre reinforced cementitious composites', *Materials and Structures*, **46** (11) (2013) 1893-1918.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Valorización de residuos sintéticos post-consumo para fibro-refuerzo de hormigón

M. Esther Fernández Iglesias⁽¹⁾, Gemma Rodríguez de Sensale⁽¹⁾,
Iracema Dávila Álvarez⁽¹⁾, Victoria Saravia Sosa⁽¹⁾
y Fernando Petrone Núñez⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de la Construcción, Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo, Udelar, Uruguay.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5189>

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es presentar los resultados de la evaluación del desempeño de un hormigón C25 reforzado con diferentes macro-fibras sintéticas en relación al hormigón de referencia (HREF) sin fibras. Se estudiaron cuatro tipos de fibra; tres obtenidas mediante corte de residuos plásticos post-consumo (Tereftalato de Polietileno, Fibra Óptica y Policloruro de Vinilo) y una comercial de polipropileno. Para el fibro-refuerzo se adoptó la dosificación media dentro del rango establecido para fibras comerciales, determinándose la masa requerida para las fibras obtenidas de residuos de modo de no superar el volumen de fibra comercial adicionado. Se analizaron los valores obtenidos de resistencia compresión, resistencia a tracción por compresión diametral, resistencia a tracción por flexión, índice de tenacidad y resistencia a primera fisura. De los resultados obtenidos se concluye que los hormigones reforzados con fibras obtenidas de residuos de PET (HPET) presentan mayor resistencia a compresión y a tracción diametral que el hormigón utilizado como referencia (sin fibras) y que el hormigón reforzado con fibras comerciales. Sin embargo respecto al desempeño a flexión, los HPET presentan un 5,6 % menos de resistencia a flexo-tracción y cerca de 30% menos de Índice 30, respecto al hormigón reforzado con fibras comerciales.

PALABRAS CLAVE: hormigón fibro-reforzado, fibras sintéticas, residuos plásticos.

1.- INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería civil se continúa investigando sobre las posibilidades de mejorar el desempeño de las matrices cementicias fibro-reforzadas, particularmente en el diseño y producción de nuevas fibras, evaluando su desempeño.

A igual que en otros países, en Uruguay el volumen de plástico residual es importante, el uso de envases descartables sigue aumentando y, si bien existen polos de reciclaje, su destino final continúa siendo el vertedero o incluso queda librado a su suerte, terminando

por su baja densidad en cursos de agua e incluso en el mar. Según datos proporcionados por la Dirección Nacional de Medio Ambiente, DINAMA, la cantidad de envases plásticos (PP, PEAD, PEBD, PVC Y PET) supera a los envases de cartón/cartulina/papel en peso como en unidades por año. Por otra parte, el avance tecnológico en las comunicaciones, mediante cableado de fibra óptica, hace que en relativamente poco tiempo se requiera de tendidos más eficaces, a pesar de que el cableado existente no haya finalizado su vida útil. Por lo que, en base a los antecedentes de este tipo de comunicación, puede preverse que dentro de pocos años al residuo proveniente de las instalaciones, se le sumarán aquellos correspondientes al re-tendido.

Correspondiendo con estos factores, desde finales del siglo XX, existen investigaciones sobre formas para dar destino a los residuos sintéticos valorizándolos como refuerzo de micro-hormigones y hormigones de matriz cementicia. Particularmente la búsqueda continúa en cuanto a la obtención de fibras de materiales residuales de difícil gestión, tanto industrial como doméstico [1,2] entre los cuales se encuentran de autoría propia [3–5].

En este trabajo, que se enmarca en la línea de investigación comenzada en 2010 [6], se incursiona en el uso de fibras obtenidas de residuos post-consumo del cableado de telecomunicaciones (fibra óptica y su recubrimiento exterior, realizado en policloruro de vinilo, PVC) y de envases no retornables de agua mineral (Tereftalato de Polietileno) en el formato de macro- fibras para reforzar hormigón analizando su desempeño con hormigones realizados con la misma matriz sin reforzar y con hormigones reforzados con fibras comerciales de polipropileno comercializadas en el país.

2.- INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

En esta sección se presentan los materiales y procedimientos utilizados en la investigación experimental.

2.1.- Materiales

Los materiales empleados se pueden subdividir según su función dentro del material compuesto. Los empleados en la dosificación del hormigón correspondiente a la fase matriz, y el utilizado para las fibras en las distintas fases dispersas.

2.1.1.- Matriz

Para la matriz del *composite* se utilizó un hormigón C25 elaborado con los siguientes materiales:

- Cemento Pórtland Normal (CPN) - de procedencia local, cuyas propiedades físico-mecánicas y caracterización química se presentan en las Tablas 1 y 2, respectivamente.
- Agua - procedente de la red local de abastecimiento.
- Agregados - naturales. El árido fino constituido está por arena terciada proveniente de río, cuya granulometría se muestra en la Figura 1, quedando comprendida dentro de la clase 2

indicada en la norma UNIT 82-51[7], mientras que el árido grueso procede de roca granítica partida con tamaños de partícula comprendidos entre 5 y 15 mm.

Tabla 1 - Propiedades físicas y mecánicas del cemento Pórtland Normal

<i>Propiedad</i>	<i>CPN</i>
Finura Blaine, (cm ² /g)	3580
Inicio Fraguado (h,m)	3:15
Fin Fraguado (h,m)	5:25
Expansión (%)	0,05
F _c 28 días (MPa)	52,3

Tabla 2 - Composición Química del Cemento Pórtland Normal empleado

	%
CaO	63,89
Fe ₂ O ₃	3,30
SiO ₂	22,19
Al ₂ O ₃ (%)	3,83
MgO (%)	2,97
SO ₃ (%)	1,86
K ₂ O(%)	0,22
Na ₂ O(%)	0,05
Na ₂ O _{eq}	0,19
Residuo Insoluble	0,64
P.P.C.(%)	1,44
Compuestos (%)	
C ₃ S	55,70
C ₂ S	21,60
C ₃ A	4,56
C ₄ AF	10,04

Valorización de residuos sintéticos post-consumo para fibro-refuerzo de hormigón

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

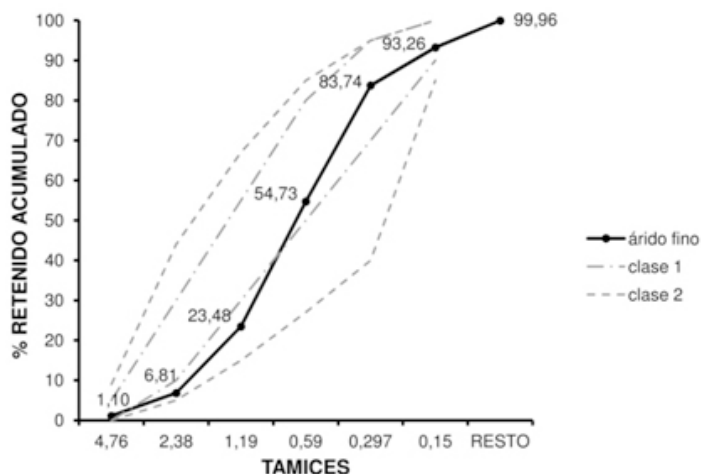


Figura 1 - Granulometría del árido fino utilizado.

2.1.2.- Fibras

Las mismas están conformadas por cuatro materiales sintéticos, siendo tres de ellos provenientes de residuos post-consumo.

Dentro de los residuos post-consumo de telecomunicaciones basados en el cableado de fibra óptica, se utilizó la fibra óptica en sí misma (FO), Figura 2a, de sección cilíndrica, compuesta de un núcleo silíceo y una capa exterior mezcla para lograr un bajo índice de refracción atenuando la pérdida en la transmisión; y la cubierta del cableado, funda exterior de protección secundaria (FP) realizada en material termoestable de alto módulo de Young, compuesto de policloruro de vinilo (PVC), Figura 2b. Dado que esta cubierta presenta forma de cilindro hueco, o tubo, para su utilización como fibra se seccionaron longitudinalmente en cuatro.

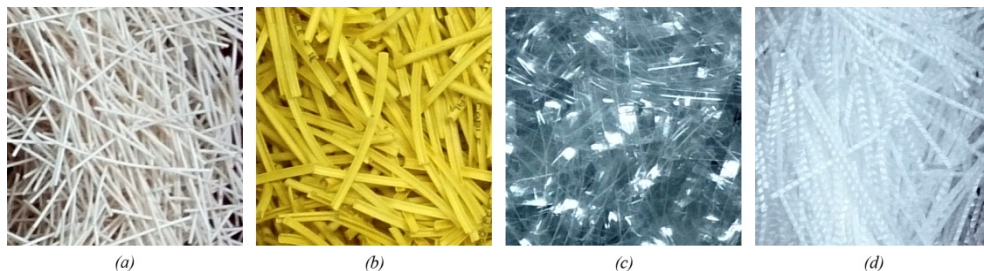


Figura 2 - Fibras sintéticas utilizadas: (a) fibra óptica, (b) policloruro de vinilo (c) tereftalato de polietileno, (d) polipropileno

Las fibras de Tereftalato de Polietileno (PET), Figura 2c, se obtuvieron de residuos post-consumo de envases de agua mineral. Las fibras comerciales utilizadas para hacer la muestra patrón fibro-reforzada, correspondían a polipropileno (PP), Figura 2d. En la Tabla 3 se pueden observar las características físicas y mecánicas de las cuatro fibras empleadas.

Tabla 3 - Características físicas y mecánicas de las fibras utilizadas.

<i>fibra</i>	<i>FO</i>	<i>FP</i>	<i>PET</i>	<i>PP</i>
<i>Diámetro equivalente (mm)</i>	0,92	0,77	0,62	1,03
<i>Longitud (mm)</i>	46,8	46,9	46,5	47,8
<i>Esbeltez</i>	50,9	60,9	75,0	46,4
<i>Densidad (g/cm³)</i>	0,99	1,42	1,36	0,92
<i>σ_T (MPa)</i>	24,5	8,2	118,4	> 550

Las fibras obtenidas de residuos post-consumo de cableado de telecomunicaciones (FO y FP), se obtuvieron mediante procedimiento de corte mecánico manual, seleccionando una longitud similar a la de las fibras comerciales empleadas. Asimismo, para las fibras de la funda de protección, FP, se les realizó un segundo corte longitudinal a los efectos de obtener cuatro tramos de mayor esbeltez y evitar la cavidad hueca que originalmente tenía con su forma tubular. En las fibras procedentes de residuos post-consumo de envases de agua gasificada, PET, el corte se realizó mediante una destructora de documentos que produce partículas de 4 mm por 50 mm, aproximadamente.

2.2.- Dosificación de hormigones

Como referencia se utilizó un hormigón utilizado tradicionalmente en Uruguay para obras con equipamiento básico (hormigonera eléctrica a pie de obra), con una dosificación de 350 kg/m³ de CPN, 1100 k/m³ de árido grueso, 770 k/m³ de árido fino y una relación agua/cemento de 0,50. Para la cuantía de fibras, se partió de la dosificación media establecida por el fabricante de las fibras comerciales, 5 kg/m³; se calculó la cantidad de fibras obtenidas de residuos necesaria para mantener el volumen de fibra en todas las dosificaciones, según la relación de densidad, correspondiendo a 6 kg/m³, 7,6 kg/m³ y 7,4 kg/m³ para FO, FP y PET respectivamente. En la búsqueda de evitar el uso de aditivos fluidificantes, de forma de que la producción del hormigón sea fácilmente apropiable, en los hormigones fibro-reforzados se optó por quitar el volumen de arena correspondiente al volumen de fibra incorporado. En peso esto consistió en colocar 8,7 kg menos de arena por cada metro cúbico de hormigón a elaborar.

3.- METODOLOGIA

Los hormigones fueron realizados en hormigonera eléctrica de eje inclinado. Todas las fibras se añadieron a la mezcla una vez homogeneizados los áridos con el cemento Pórtland y antes de adicionarle el agua.

Se realizaron 5 tipos de hormigón: hormigón patrón sin fibras (HREF), hormigón fibro-reforzado con Fibra Óptica (HFO), hormigón fibro-reforzado con Funda de Protección de Fibra Óptica (HFP), hormigón fibro-reforzado con Tereftalato de Polietileno (HPET) y hormigón fibro-reforzado con fibras comerciales (HPP). Con cada uno se elaboraron 3 probetas prismáticas de 10 cm x 10 cm x 40 cm y 6 probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura. Todas las probetas fueron curadas durante 28 días en un ambiente con temperatura controlada, fijada en (20 ± 1) °C, y para impedir la pérdida de humedad se cubrieron todas las caras de las probetas con film de Policloruro de Vinilo (PVC).

En estado endurecido se determinó la resistencia a compresión [8], resistencia a la tracción simple por compresión diametral [9], resistencia a tracción por flexión a primera fisura, resistencia a tracción por flexión máxima [10], para las cinco dosificaciones, y tenacidad e índice 30 [10] para los hormigones fibro-reforzados.

4.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.- Resistencia a compresión.

En la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos a compresión, tomándose como referencia al hormigón sin fibro-reforzar (HREF).

Tabla 4 - Resistencia a compresión (σ_c) de los hormigones.

	σ_c (MPa)	Desviación estándar (MPa)	Coficiente de Variación (%)
HREF	26,3	1,4	5,2%
HFO	28,5	1,7	5,9%
HFP	25,4	0,3	1,0%
HPET	27,9	2,5	8,9%
HPP	24,8	1,9	7,8%

Se observa que los hormigones fibro-reforzados con Fibra Óptica (HFO) y Tereftalato de polietileno (HPET), presentan valores superiores al hormigón de referencia (HREF), en un 8,4 % y 6,0 %, respectivamente. Por otra parte, el hormigón reforzado con fibras comerciales (HPP) es quien presenta menor resistencia a compresión de todas las dosificaciones analizadas.

Asimismo, el hormigón reforzado con fibras de PET es quien presenta mayor dispersión de resultados, con un coeficiente de variación del 8,9 % seguido del hormigón reforzado con fibras comerciales de PP, con un coeficiente de variación del 7,8 %; mientras que el hormigón fibro-reforzado con Funda de Protección de Fibra Óptica (HFP) es el que presenta menor dispersión de resultados pero también menor resistencia a compresión.

4.2.- Resistencia a la tracción simple por compresión diametral.

En la Tabla 5 se presentan los resultados obtenidos en el ensayo a resistencia a tracción simple por compresión diametral de todos los hormigones estudiados, y la variación de resistencia ($\Delta\sigma_{Ti}$) en relación al hormigón sin reforzar (HREF). Se observa que los hormigones reforzados con fibras de envases post-consumo (HPET) y con fibras comerciales (HPP), presentan mayor resistencia que el hormigón de referencia (HREF), el hormigón reforzado con las fibras obtenidas de la protección de fibra óptica (HFP) menor mientras que el reforzado con fibra óptica (HFO) presenta igual resistencia que resistencia que el HREF.

Tabla 5 - Resistencia a tracción por compresión diametral (σ_{Ti}) de los hormigones

	σ_{Ti} (MPa)	Desviación estándar (MPa)	Coficiente de Variación (%)	$\Delta\sigma_{Ti}$ (%)
HREF	2,9	0,25	8,6	-
HFO	2,9	0,16	5,3	0,00
HFP	2,8	0,23	8,0	-3,45
HPET	3,3	0,30	9,5	+13,80
HPP	3,1	0,21	6,7	+6,90

4.3.- Resistencia a la tracción por flexión.

En la Tabla 6 se presentan los resultados obtenidos de la resistencia a tracción por flexión, tanto a primera fisura como su valor máximo, tomándose nuevamente como referencia el hormigón sin refuerzo (HREF).

Tabla 6 - Resistencia a tracción por flexión: a primera fisura (σ_{F1}) y máxima (σ_F)

	σ_{F1} (MPa)	δ (MPa)	C.V. (%)	σ_F (MPa)	δ (MPa)	C.V. (%)
HREF	3,00	0,15	5,0%	3,60	0,18	5,1%
HFO	2,96	0,10	3,3%	3,37	0,10	3,1%
HFP	2,86	0,27	9,3%	3,22	0,32	10,1%
HPET	3,07	0,23	7,5%	3,38	0,37	11,0%
HPP	3,07	0,22	7,3%	3,60	0,32	9,0%

Se puede observar que el hormigón reforzado con PET y con PP, presentan apenas un 2,3% más de resistencia a primera fisura que el hormigón de referencia, mientras que los hormigones reforzados con las fibras obtenidas de residuos de telecomunicaciones tienen una resistencia a primera fisura menor que dicha referencia. Los hormigones fibro-

reforzados, excepto el realizado con fibra óptica, muestran mayor dispersión de resultados que el hormigón de referencia. En cuanto a la resistencia máxima alcanzada, se observa que, excepto el hormigón reforzado con fibras comerciales (HPP), los otros hormigones fibro-reforzados, HFO, HFP y HPET, presentaron resistencias menores a las obtenidas por el hormigón de referencia, en porcentajes del 6,4 %, 6,1 % y 10,6 % respectivamente. En cuanto a la dispersión de resultados, los hormigones reforzados con fibras provenientes de la funda de protección de la fibra óptica (HFP) y de envases (HPET), son los más dispersos, presentando valores del coeficiente de variación superior al 10 %.

4.4.- Tenacidad.

En base a las curvas carga/deformación que se muestran en la Figura 3, para los hormigones fibro-reforzados se han determinado los valores de Tenacidad e Índice 30, siguiendo el procedimiento establecido en la norma UNE-83510:2004 [10]. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 7.

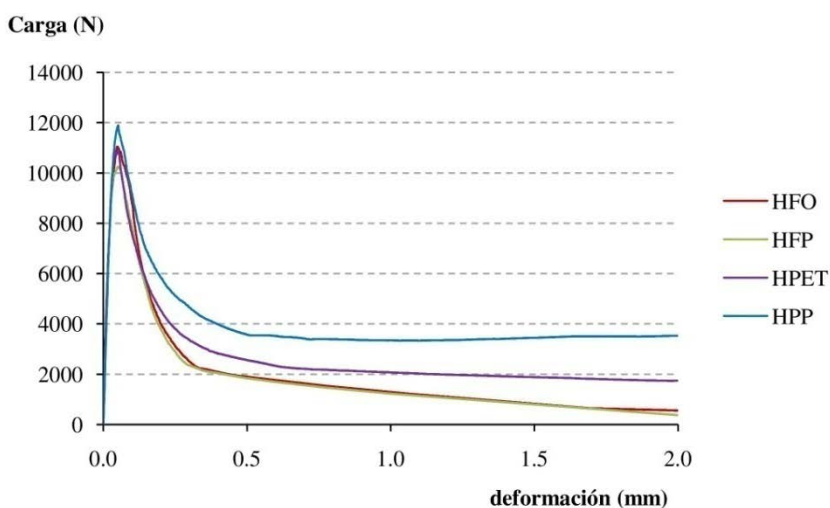


Figura 3 - Gráfica carga/deformación a flexión de los hormigones utilizados

En las curvas carga/deformación presentadas, se observa que los hormigones reforzados con fibras obtenidas de residuos de telecomunicaciones, HFO y HFP, presentan un desarrollo similar en cuanto a su comportamiento. De los resultados obtenidos se puede concluir que los hormigones reforzados con los residuos de telecomunicaciones, HFO y HFP, son quienes presentan menor tenacidad, correspondiendo al 49,9 % y 47,1 % del valor obtenido para la tenacidad del hormigón con fibras comerciales (HPP) mientras que el hormigón reforzado con fibras de PET (HPET), presenta el 69,4 % de la tenacidad obtenida por HPP. Asimismo, cabe destacar que el hormigón con fibras comerciales es quien presenta la mayor variación de resultados, con un 19,5 % de coeficiente de variación, seguido por el HPET.

Tabla 7 - Tenacidad e Índice 30 de los hormigones fibro-reforzados utilizados.

	Tenacidad (Nm)	δ (Nm)	CV (%)	I_{30}	δ	CV (%)
HFO	3,85	0,33	8,6%	10,63	0,32	3,0%
HFP	3,63	0,02	0,6%	12,25	2,45	20,0%
HPET	5,37	0,60	11,2%	12,88	1,26	9,8%
HPP	7,71	1,50	19,5%	17,89	3,88	21,7%

En cuanto al índice I_{30} , los hormigones reforzados con fibras obtenidas a partir del corte de los residuos estudiados, presentan índices menores que el hormigón con fibras comerciales; siendo el HFO, HFP y HPET menores en un 40,6 %, 31,5 % y 28,0 %, respectivamente, que el hormigón con fibras comerciales.

5.- CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos de los hormigones estudiados permiten extraer las siguientes conclusiones:

- A pesar de que los hormigones fibro-reforzados cuentan con menor cantidad de árido fino que el hormigón de referencia sin fibras, la resistencia a compresión de todos los hormigones estudiados no varía significativamente.
- En cuanto al aporte de las fibras obtenidas mediante corte de residuos plásticos para resistir tracciones producidas por compresión diametral, se concluye que las fibras obtenidas de residuos de PET, presentan mejores prestaciones que las fibras comerciales de polipropileno, no siendo así con las obtenidas de residuos de telecomunicaciones.
- Frente a las sollicitaciones de flexión, dentro de los hormigones reforzados con fibras obtenidas de residuos plásticos, el que presenta mejores prestaciones es el realizado con fibras de PET, fundamentalmente en lo que refiere a resistencia a tracción a primera fisura.
- En relación a la capacidad de absorber energía representada por el valor de Tenacidad, el hormigón reforzado con fibras de PET también es el que presenta mejores prestaciones dentro de los hormigones elaborados con fibras obtenidas de residuos.

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado, se puede concluir que de las fibras obtenidas de residuos post-consumo utilizadas en este trabajo, las procedentes de envases de PET producen un refuerzo que las posiciona como una alternativa viable a las fibras comerciales desde el punto de vista mecánico.

En cuanto a las fibras obtenidas de residuos de telecomunicaciones, si bien presentan algún aporte, se debe seguir investigando sobre las posibilidades de mejorar su desempeño, tanto sea por modificaciones en su superficie que mejoren la adherencia fibra-matriz, o por la determinación de una longitud de anclaje mayor que les permita trabajar en mejores condiciones sin ser un impedimento desde el punto de vista de elaboración del material.

REFERENCIAS

- [1] Orasutthikul, S., Unno, D. and Yokota, H., 'Effectiveness of recycled nylon fiber from waste fishing net with respect to fiber reinforced mortar', *Construction and Building Materials* **146** (2017) 594–602.
- [2] Fantilli, A.P., Sicardi, S. and Dotti, F., 'The use of wool as fiber-reinforcement in cement-based mortar', *Construction and Building Materials* **139** (2017) 562–569.
- [3] Fernández, M., Payá, J., Borrachero, M., Monzó, J. and Soriano, L. 'Valorización de residuos plásticos en matrices cementicias: influencia del tamaño de probeta y la forma de producción de la fibra en los resultados mecánicos del material compuesto', XIII Congr. Nac. Propiedades Mecánicas Sólidos. PMS2012. (2012).
- [4] FERNÁNDEZ IGLESIAS, M.E., 'Refuerzo de Matrices Cementicias mediante la Valorización de Fibras Sintéticas provenientes de Residuos Post-Consumo', Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, (2013).
- [5] Fernández, M.E., Payá, J., Borrachero, M. V., Soriano, L., Mellado, A. and Monzó, J. 'Degradation Process of Postconsumer Waste Bottle Fibers Used in Portland Cement-Based Composites', *Journal of Materials and Civil Engineering*, **29** (10) (2017).
- [6] Fernández, M. E., Payá, J., Borrachero, M. V. and Monzó, J., 'Valorización de Residuos Plásticos en Matrices Cementicias: Estudios Preliminares', II Simp. Aprovechamiento Residuos Agro-Industriales Como Fuente Sostenible de Materiales de Construcción, Valencia, España, (2010) 477–485.
- [7] Instituto Uruguayo de Normas Tecnicas. Granulometría de agregados finos para hormigones, UNIT 82, Montevideo (1951).
- [8] Asociación Española de Normalización y Certificación, Hormigones con fibras. Rotura por compresión. UNE 83507, Madrid, (2004).
- [9] Instituto Uruguayo de Normas Tecnicas, Hormigón. Determinación de la resistencia a la tracción simple por compresión diametral. UNIT-NM 8, Montevideo (1998)
- [10] Asociación Española de Normalización y Certificación, Hormigones con fibras. Determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura. UNE 83510, Madrid, (2004).

HAC2018 | V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais

Valência, 5 e 6 de Março de 2018

Concreto autoadensável: estudos de dosagem e validação de campo

Sidiclei Formagini ⁽¹⁾, Lorraine B. M. Barreto ⁽²⁾, Paulo S. Schanoski ⁽²⁾ e Gilson S. Riva ⁽²⁾

⁽¹⁾ FAENG, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Brasil.

⁽²⁾ MECFOR Engenharia, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5277>

RESUMO

Concretos autoadensáveis (CAA) apresentam características de alta fluidez em seu estado fresco, fluindo com relativa facilidade mesmo em elementos esbeltos ou com alta densidade de armadura, dispensando a necessidade de adensamento mecânico. No estado endurecido apresenta propriedades superiores ao concreto tradicional, como a resistência à compressão, maior integridade dos elementos e maior durabilidade e vida útil. Este trabalho apresenta estudo de dosagem experimental de misturas de CAA e suas caracterizações nos estados fresco e endurecido, bem como a validação em campo por meio de sua aplicação em paredes esbeltas de concreto. Os CAA foram produzidos com cimento CP V ARI RS, areia fina natural, agregado basáltico britado com diâmetro máximo de 9,5mm e aditivos químicos. Os CAA produzidos experimentalmente, enquadraram-se como autoadensáveis nos testes de espalhamento pelo cone de Abrams, tempo de viscosidade plástica aparente, habilidade passante pela caixa L com utilização de três barras, viscosidade plástica aparente pelo funil V.

PALAVRAS-CHAVE: cada artigo deve conter entre três a cinco palavras-chave.

1. INTRODUÇÃO

O concreto autoadensável, CAA, é definido como “concreto que é capaz de fluir, autoadensar pelo seu peso próprio, preencher a forma e passar por embutidos (armaduras, dutos e insertos) enquanto mantém sua homogeneidade (ausência de segregação) nas etapas de mistura, transporte, lançamento e acabamento” [1]. O uso de concreto com estas características torna-se necessário, principalmente, para a execução de algumas estruturas em concreto, cujas condições de aplicação são difíceis para um concreto convencional, como espessura reduzida dos elementos estruturais, elementos onde não é possível adensar por meio mecânico, ou quando existe alta densidade de armadura dificultando o fluxo do concreto. A Figura 1 ilustra um comparativo de preenchimento uma parede estrutural executada, primeiro com concreto convencional, e depois com CAA, onde observa-se que o uso de concreto convencional não preencheu por completo a forma, sendo necessária uma

posterior correção da falha da estrutura, situação oposta à do uso do CAA onde toda a estrutura foi devidamente preenchida.



(a) deficiência e reparo na parede concretada com concreto convencional.



(b) aspecto da parede com concreto autoadensável.

Figura 1. Parede concretada com concreto convencional e CAA.

Nem sempre é uma tarefa fácil dosar, produzir e determinar as propriedades dos CAA com materiais disponíveis em determinadas regiões do Brasil (devido a gama de materiais com propriedades distintas), bem como validar sua produção para condições restritas de aplicação no campo (tempo de transporte, temperatura e umidade do ar, etc.). Condições no laboratório diferem das de campo, pois no laboratório o processo de mistura, caracterização no estado fresco, moldagem dos corpos de prova, ocorrem em temperatura controlada e leva menos tempo que na situação de sua produção em central dosadora, onde além de sua caracterização, há a necessidade de transportar até o local de aplicação sob as mais diversas situações de temperatura, umidade e demais situações ambientais. A perda de água de amassamento entre a central dosadora e o canteiro de obras, bem como a mistura do aditivo químico no canteiro da obra, requerem maiores cuidados e uma mão de obra especializada, pois qualquer diferença do especificado, podem alterar significativamente as propriedades do concreto fresco (segregação, exsudação ou falta de fluidez) e no estado endurecido (resistência e módulo de elasticidade).

Neste trabalho são elaborados, produzidos e caracterizados três CAA com misturas binárias de materiais cimentícios (cimento Portland CP V e sílica ativa), visando o enquadramento conforme requisitos normativos [1], com resistência estimada à compressão $f_{ck} = 40$ MPa para serem aplicados em uma edificação cujo concreto convencional não seria adequado.

Os objetivos específicos são de dosar, produzir concretos e determinar as propriedades: classe de espalhamento pelo cone de Abrams; habilidade passante pela caixa L; viscosidade plástica aparente pelo funil V; resistência à compressão em idades até 91 dias; módulo estático de elasticidade à compressão; resistência à tração por compressão diametral; índices físicos. Também, a verificação da manutenção das propriedades do CAA e do processo quando produzidos em central dosadora, transportados e aplicados na concretagem de paredes esbeltas em canteiro de obra.

2.- DOSAGEM, PRODUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO

Neste trabalho são dosadas, produzidas e caracterizadas três misturas de CAA: CAA9,5 (agregados com diâmetro máximo característico de 9,5mm); CAA6,3A e CAA6,3B (agregados com diâmetro máximo característico de 6,3mm).

2.1.- Materiais

2.1.1.- Identificação

Os materiais cimentícios utilizados para a produção do CAA foram o cimento Portland CP-V ARI RS e sílica ativa (SA). Os agregados utilizados foram a areia fina natural quartzosa de rio (AR), britados de origem basáltica com diâmetro máximo característico de 6,3mm (AG6,3) e 9,5mm (AG9,5). Aditivo químico Glenium 51 (SP), MasterPolyheed® 45 e água potável da rede de abastecimento.

2.1.2.- Caracterização

Os materiais foram caracterizados experimentalmente em laboratório e as propriedades necessárias para a formulação das misturas dos CAA, são apresentados no Quadro 1 (materiais cimentícios) e no Quadro 2 (agregados). As distribuições granulométricas dos materiais cimentícios e dos agregados são ilustradas na 'Fig. 1'. A dimensão máxima dos agregados foi limitada a 9,5mm (para não haver descontinuidade no esqueleto granular), uma vez que a areia utilizada era fina (módulo de finura de 1,39), bem como diminuir o risco de segregação durante a aplicação do CAA.

Quadro 1. Principais propriedades dos materiais cimentícios.

<i>Propriedade</i>	<i>Metodologia de ensaio</i>	<i>Cimento</i>	<i>Sílica ativa</i>
Massa específica (g/cm ³)	[2]	3,06	2,21
Área Específica (cm ² /g)	[3]	4597	-
Resistência à compressão f_{c28} (MPa)	[4]	54,0	-
Compacidade experimental (k= 6,7)	[5]	0,61	0,43

Quadro 2. Principais propriedades dos agregados.

<i>Propriedade</i>	<i>Metodologia de ensaio</i>	<i>Material</i>		
		<i>AR</i>	<i>AG6,3</i>	<i>AG9,5</i>
Massa unitária, método C (g/cm ³)	[6]	1,48		1,54
Massa específica (g/cm ³)		2,63	2,95	3,01
Massa específica do agregado S.S.S. (g/cm ³)	[7] e [8]	2,60	2,82	2,89
Massa específica aparente do agregado (g/cm ³)		2,58	2,75	2,83
Absorção de água (%)	[8]		2,5	2,1
Torrões de argila e materiais friáveis (%)	[9]	0,74		
Impureza orgânica (ppm)	[10]	100		
Compacidade experimental (k=9,0)	[5]	0,64	0,58	0,55
Diâmetro máx. característico (mm)	[11]	0,60	6,30	9,50

Nota: S.S.S. – Condição saturada superfície seca.

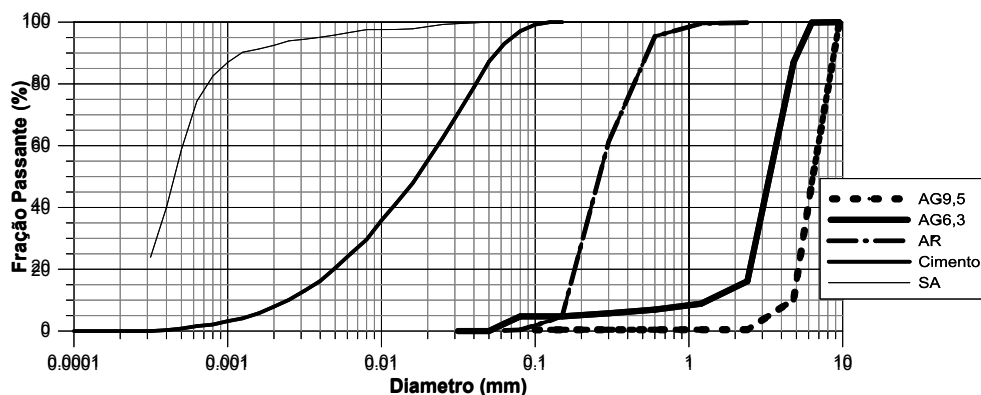


Figura 1. Distribuição granulométrica dos materiais granulares [11].

2.2.- Dosagem dos CAA

As dosagens teóricas foram realizadas pelo aplicativo computacional MECFOR [12], com base na fundamentação teórica no Modelo de Empacotamento Compressível [5]. Realizou-se a simulação de diferentes composições granulares para seleção adequada dos materiais, de forma a produzir o máximo empacotamento da mistura, que atendesse as propriedades desejadas tanto no estado fresco, quanto após o endurecimento. Durante o estudo foram elaboradas e validadas três misturas de CAA. As misturas CAA9,5 e CAA6,3A foram dosados levando em conta um consumo fixo da mistura binária de materiais cimentícios (cimento Portland e sílica ativa), enquanto que, para a mistura CAA6,3B, foi reduzido o teor de sílica ativa, cuja redução foi compensada com acréscimo no teor de areia. Os traços estão apresentados no Quadro 3.

Quadro 3. Traços dos CAA produzidos para 1m³ de concreto.

Material	Consumo por m ³ de concreto			
	Unidade	CAA9,5	CAA6,3A	CAA6,3B
Cimento	Kg/m ³	350	352	352
Sílica ativa	Kg/m ³	31	30	15
Areia natural	Kg/m ³	701	708	726
Agregado AG6,3	Kg/m ³	329	1131	1131
Agregado AG9,5	Kg/m ³	861	---	---
MasterPolyheed® 45	Litros/m ³	1,1	1,1	1,1
Glenium 51	Litros/m ³	2,1	2,4	2,4
Água	Litros/m ³	192	198	198
Teor de Argamassa	[%]	60,2	93,4	93,4
Consumo: (cimento + SA) / MPa	Kg/MPa	7,2	8,0	8,0
Relação água / materiais cimentícios		0,55	0,56	0,54
Compacidade da mistura (k=6,7)		0,788	0,776	0,774

A distribuição granulométrica da mistura granular dos traços é indicada na ‘Fig. 2’. A granulometria referente à mistura CAA9,5 difere das misturas CAA6,3A e CAA6,3B, que se apresentam sobrepostas devida variação somente no teor de SA. Isto ocorre devido à dimensão máxima característica dos agregados serem distintas, proporcionando melhor empacotamento com agregado AG9,5. Percebe-se, ainda, uma descontinuidade da mistura granular entre os diâmetros de 0,6 mm e 2,4 mm devido às limitações de tamanho dos agregados disponíveis.

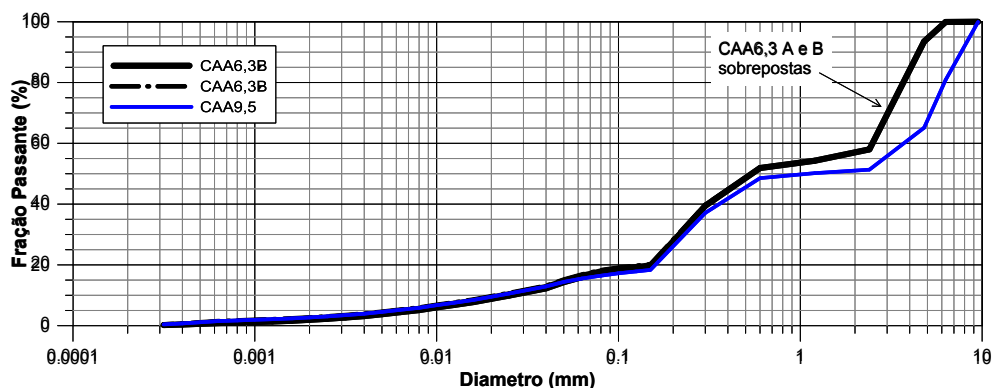


Figura 2. Distribuição granulométrica da mistura granular dos traços.

2.3.- Produção e enquadramento

As misturas foram produzidas em betoneira de eixo inclinado, com volume aproximado de 60 litros cada, quantidade suficiente para os ensaios especificados. As características e propriedades autoadensáveis foram avaliadas e enquadradas conforme [1]. O concreto CAA6,3B (escolhido por razões econômicas), sendo denominado CAA6,3BC, foi produzido em central dosadora na escala de 10 betonadas (volume de 70m³), avaliado e aplicado na construção de paredes estruturais de uma edificação em campo. Foram monitorados e avaliados a manutenção do abatimento, a capacidade de preenchimento das formas e a evolução da resistência à compressão até a idade de 63 dias, bem como verificado possíveis variações em relação a mistura em laboratório, em relação as propriedades no estado fresco e no endurecido.

3.- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Todos os concretos produzidos no laboratório mostraram-se no estado fresco fluidos, coesos e íntegros, não havendo segregação nem exsudação. Deste modo, a limitação dos diâmetros máximos dos agregados corroborou para o bom desempenho dos concretos, principalmente no estado fresco. A ‘Figura 3’ ilustra detalhes do ensaio de espalhamento e o aspecto das bordas do CAA9,5, CAA6,3A e do CAA6,3B.

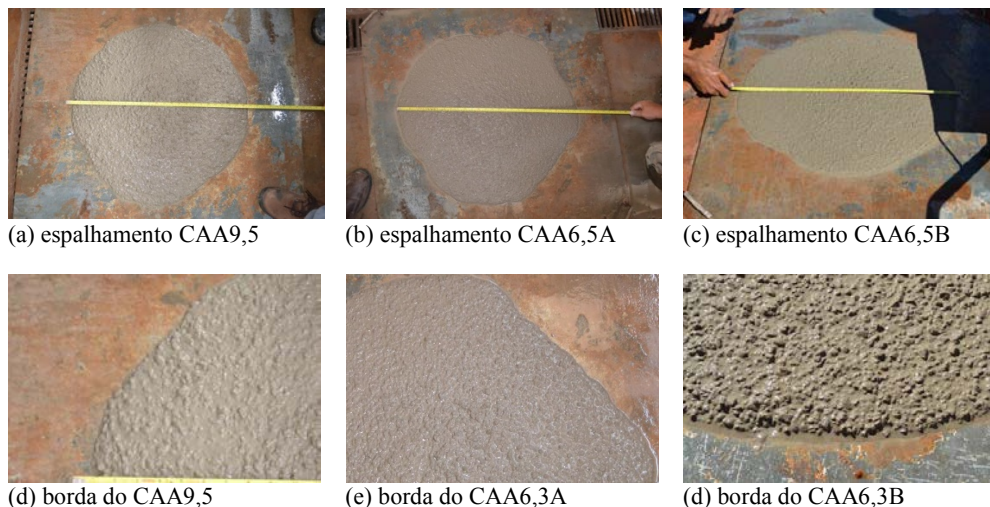


Figura 3. Aspecto dos concretos depois do ensaio de espalhamento em laboratório.

Em relação ao espalhamento pelo cone de Abrams, os concretos apresentaram valores superiores a 600 mm sem que houvesse exsudação ou segregação ('Fig. 3'), enquadrando-se como classe SF1 (CAA9,5) e SF2 (CAA6,3A e B) [1]. Quanto à viscosidade plástica aparente t_{500} , todos os CAA apresentaram tempo de escoamento inferior a 2 segundos, enquadrando-se como VS1. A habilidade passante determinada pela caixa L com 3 barras, não foi atingida pelo CAA9,5, porém os CAA6,3A e B foram enquadrados como classe PL2. Sobre a viscosidade plástica aparente determinada pelo funil V, apresentaram tempos de fluidez inferiores a 9 segundos, enquadrando-se como VF1. Os resultados dos ensaios de caracterização no estado fresco são apresentados no Quadro 4.

Quadro 4. Propriedades do concreto no estado fresco.

<i>Ensaio e enquadramento [1]</i>	<i>CAA9,5</i>		<i>CAA6,3A</i>		<i>CAA6,3B</i>	
Espalhamento pelo cone de Abrams (mm)	620	SF1	670	SF2	660	SF1
Viscosidade plástica aparente t_{500}	< 2s	VS1	< 2s	VS1	< 2s	VS1
Habilidade passante caixa L (3 barras)	0,73	--	0,80	PL2	0,81	PL2
Viscosidade plástica aparente, Funil V	5s	VF1	4s	VF1	4s	VF1

Em relação ao CAA6,3BC, detalhes do espalhamento do concreto, de sua aplicação e acabamento são mostrados na 'Fig. 4'. O aditivo químico Glenium 51, foi adicionado no local da concretagem, com o objetivo de garantir maior tempo de manutenção da fluidez do concreto. Observa-se que o CAA manteve o espalhamento do cone de Abrams ('Fig. 4a') conforme determinado em laboratório, bem como o bom preenchimento dos espaços dentro da forma. Sua aplicação ocorreu com facilidade, tempo inferior a 15 minutos para cada betoneira, não havendo segregação ou exsudação da mistura, conforme verificado previamente em laboratório, nem a necessidade de aplicação mecânica de adensamento ('Fig. 3b'). As formas foram retiradas 3 dias após a concretagem e a parede foi monitorada

quanto ao surgimento de fissuras de retração de origem térmica ou por dessecação da superfície do concreto. Não foram observadas fissuras que poderiam estar associadas a estas causas.

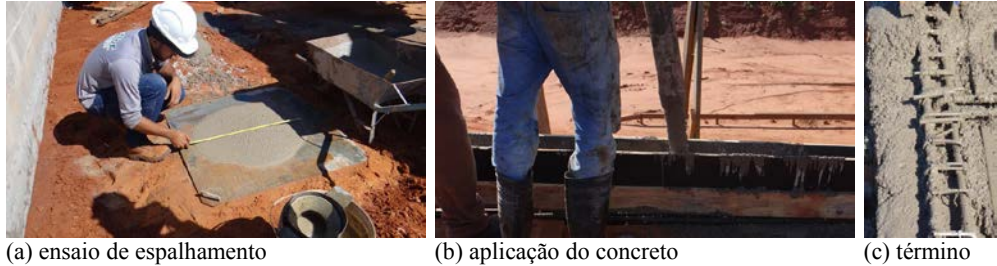


Figura 4. Detalhes do concreto CAA6,3B sendo aplicado na concretagem das paredes.

Os valores médios dos ensaios de caracterização mecânica dos CAA e seus respectivos coeficientes de variação (CV) são apresentados no Quadro 5. Para a idade de 28 dias, o valor médio da resistência à compressão simples (f_{cm}) do CAA9,5 foi de 50,5 MPa, com ganho médio de 1,3 MPa em relação ao CAA6,3A, que foi de 49,9 MPa, sendo os resultados considerados estatisticamente iguais. Em relação aos CAA6,3A e CAA6,3B, os resultados também foram estatisticamente iguais, uma vez que se trata de traços parecidos. Em relação aos módulos estáticos de elasticidade à compressão (Em) [13], apresentaram valores estatisticamente iguais, na ordem de 33 GPa. Quanto aos resultados médios de resistência à tração por compressão diametral (f_{ctm}), os valores também se apresentaram estatisticamente iguais, mantendo praticamente constante a relação entre as resistências f_{ctm}/f_{cm} , que foi na ordem de 10%.

Quadro 5. Propriedades do concreto no estado endurecido.

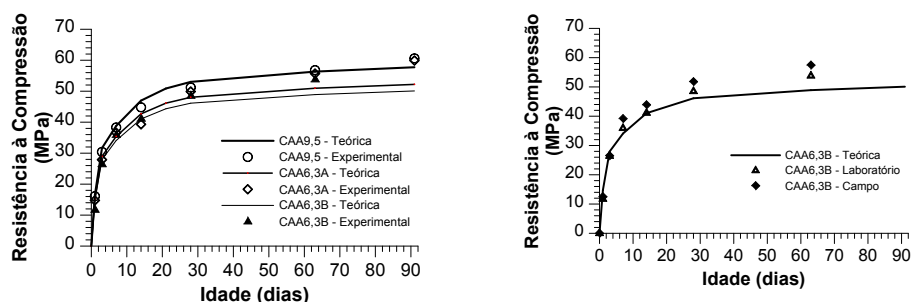
	CAA9,5		CAA6,3A		CAA6,3B	
<i>Resistência média à compressão simples [4]</i>	f_{cm} (MPa)	CV [%]	f_{cm} (MPa)	CV [%]	f_{cm} (MPa)	CV [%]
f _{cm} - 1 dia	16,1	2,2	14,8	0,9	11,7	1,2
f _{cm} - 3 dias	30,4	3,2	27,9	1,9	26,4	0,4
f _{cm} - 7 dias	38,3	7,7	36,6	0,1	35,9	3,3
f _{cm} - 14 dias	44,8	8,6	39,2	0,6	41,1	3,9
f _{cm} - 28 dias	51,2	1,1	49,9	1,2	48,5	3,8
f _{cm} - 63 dias	56,8	1,2	55,7	0,6	53,8	2,2
f _{cm} - 91 dias	60,6	2,3	59,9	3,3	57,2	3,1
<i>Módulo estático de elasticidade à compressão [13]</i>	Em (GPa)	CV [%]	Em (GPa)	CV [%]	Em (GPa)	CV [%]
Em - 28 dias	34,7	3,5	33,2	2,4	32,6	4,7
<i>Resistência à tração por compressão diametral [14]</i>	f_{ctm} (MPa)	CV (%)	f_{ctm} (MPa)	CV (%)	f_{ctm} (MPa)	CV (%)
f _{ctm} - 28 dias	4,63	3,9	4,75	4,5	4,45	4,4

Para o CAA6,3B produzido em central dosadora e aplicado na concretagem das paredes, foram determinados os espalhamentos para os 10 caminhões, bem como as resistências à compressão, conforme apresentado no Quadro 6.

Quadro 6. Espalhamento e resistência à compressão das betonadas aplicadas na obra.

Betonada	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Espalham. (mm)	615	530	540	690	670	715	620	695	650	505
Classe	SF1	--	--	SF2	SF2	SF2	SF1	SF2	SF2	--
f_{cm28} (MPa)	57,0	53,2	56,4	55,2	53,5	47,4	47,8	49,7	39,8	57,8

A evolução das resistências à compressão teórica e experimental dos CAA produzidos é mostrada na ‘Fig. 5a’. Percebe-se que o CAA9,5 até a idade de 28 dias, obteve maior valor médio entre as resistências, pelo fato de apresentar maior compacidade da mistura granular que os demais. Já na idade de 63 dias, não houve estatisticamente variação entre os resultados, encontrando-se dentro de um mesmo desvio padrão. A ‘Fig. 5b’ mostra um comparativo de resistência média entre o CAA6,3B produzido em laboratório e o aplicado na obra CAA6,3BC, onde pode ser observado que as resistências dos concretos dosados em central foram superiores a do concreto dosado em laboratório.



(a) curvas teóricas e experimentais de resistência à compressão.

(b) comparativo de resistência teórica versus experimental de laboratório e campo.

Figura 5. Evolução das resistências à compressão dos concretos com a idade.

O consumo necessário do composto binário (cimento Portland e SA) para produzir 1 MPa de resistência à compressão, aos 28 dias, é apresentado no Quadro 9, onde pode ser observado que este consumo (CAA produzido em laboratório) é menor para o concreto CAA9,5.

Quadro 9 – consumo real de materiais cimentícios (cimento + SA) por MPa atingido.

Propriedade	CAA9,5	CAA6,3A	CAA6,3B	CAA6,3BC
Consumo: (cimento + SA) / MPa	7,4	7,7	7,6	7,1

Os valores médios dos ensaios de índices físicos são apresentados no Quadro 10. Observa-se que os valores dos índices de vazios e de absorção de água são maiores para o CAA9,5 do que para os CAA6,3A e CAA6,3B. Quanto às massas específicas das amostras na condição seca, os valores demonstraram-se estaticamente iguais. Já em relação às massas específicas das amostras na condição saturada superfície seca e real, apresentando-se maior para o concreto CAA9,5.

Quadro 10 - Propriedades físicas do concreto no estado endurecido.

<i>Índices Físicos</i>	<i>CAA9,5</i>		<i>CAA6,3A</i>		<i>CAA6,3B</i>	
	<i>Valor</i>	<i>CV</i>	<i>Valor</i>	<i>CV</i>	<i>Valor</i>	<i>CV</i>
Índice de Vazios (%)	10,5	7,6	7,2	0,7	6,7	2,8
Absorção por imersão (%)	4,6	7,3	3,2	0,7	3,0	3,0
Massa específica da amostra seca (g/cm ³)	2,27	0,3	2,27	0,1	2,29	0,2
Massa esp. da amostra saturada (g/cm ³)	2,38	0,7	2,34	0,1	2,35	0,1
Massa específica real (g/cm ³)	2,54	1,2	2,44	0,2	2,45	0,1

4.- CONCLUSÕES

Os concretos em seu estado fresco enquadraram-se como:

- De acordo com teste de espalhamento pelo cone de Abrams, o CAA9,5 foi enquadrado como autoadensável classe SF1 e os CAA6,3A e CAA6,3B como classe SF2;
- Em relação ao tempo de viscosidade plástica aparente, t_{500} , todos os CAA foram enquadrados como classe VS1, com tempo de fluidez inferior a 2 segundos.
- Quanto à habilidade passante pela caixa L com utilização de três barras, o CAA9,5 não foi enquadrado como autoadensável, enquanto que os CAA6,3A e CAA6,3B foram enquadrados como autoadensáveis classe PL2.
- Na viscosidade plástica aparente pelo funil V, todos enquadraram-se como autoadensáveis classe VF1, com tempo de escoamento inferior a 9 segundos.

Em termos de resistência à compressão (28 dias), os CAA9,5 CAA6,3A e CAA6,3B obtiveram 51,2 MPa, 49,9MPa e 48,5MPa, respectivamente. Percebe-se uma leve tendência de queda na resistência entre os concretos, porém esta diferença é muito pequena indicando que os resultados são estatisticamente iguais. Já o módulo estático de elasticidade à compressão, permaneceu estatisticamente inalterado, na ordem de 33 GPa. A relação entre as resistências f_{ctm28}/f_{cm28} foi na ordem de 10%.

A produção do CAA6,3BC em central dosadora e sua aplicação em paredes de uma obra foi realizada com eficiência, sem alterações significativas em suas propriedades.

REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15823-1 – 'Concreto auto-adensável – Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010'.

- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 23 - 'Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001'.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 76 - 'Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998'.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5739 - 'Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007'.
- [5] De Larrard, F., 'Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach'. Modern Concrete Technology Series, vol. 9, (E&FN SPON, London, 1999).
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. 'NBR NM 45 - Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios'. Rio de Janeiro, 2006.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 52 - 'Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente'. Rio de Janeiro, 2009.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 53 - 'Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água'. Rio de Janeiro, 2009.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7218. 'Agregados — Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis'. Rio de Janeiro, 2010.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 49 - 'Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas'. Rio de Janeiro, 2001.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 248 - 'Agregados - Determinação da composição granulométrica'. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] FORMAGINI, S., 'Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho'. Tese de doutorado (COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2005).
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8522 - 'Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão'. Rio de Janeiro, 2008.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7222 - 'Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos'. Rio de Janeiro, 2010.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9778 - Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Influencia de las condiciones de curado en las propiedades a edades tempranas de hormigones autocompactantes con filler calizo, microsílíce y nanosílíce

G. Barluenga ⁽¹⁾, C. Guardia ⁽¹⁾ y J. Puentes ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Arquitectura, Universidad de Alcalá, España.

⁽²⁾ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5339>

RESUMEN

La mayor cantidad de pasta requerida para conseguir una mezcla autocompacta, que implica el uso de gran cantidad de material de tamaño de partícula reducida, hace que los hormigones autocompactables (HAC) sean propensos a sufrir problemas derivados de unas condiciones de curado adversas. El presente trabajo evalúa los resultados experimentales del efecto de diferentes combinaciones de temperatura y humedad relativa durante las edades tempranas (primeras 24 horas) sobre la evolución de la microestructura del HAC y sus propiedades una vez endurecido. Se ha comparado el comportamiento de HAC con filler calizo y microsílíce y nanosílíce en cámara climática sometidos a tres temperaturas (10, 20 y 30 °C) y dos humedades relativas (40 y 80 %). Las muestras se han monitorizado midiendo su temperatura, presión capilar, evaporación, retracción y la velocidad de transmisión de ondas de ultrasonidos de compresión y cortante. La combinación de estas medidas permite analizar el proceso de formación de la microestructura sólida y de la red porosa del material y el desarrollo de sus incipientes propiedades mecánicas. La temperatura afecta a la velocidad de fraguado y acelera el proceso de endurecimiento, aumentando la retracción a edades tempranas y la HR aumenta la evaporación y la retracción a edades tempranas y la porosidad y el módulo dinámico en estado endurecido.

PALABRAS CLAVE: Hormigones autocompactantes, filler calizo, adiciones minerales, condiciones ambientales, monitorización a edades tempranas, propiedades endurecido.

1.- INTRODUCCIÓN

Durante las primeras etapas de formación de los materiales en base cemento, periodo conocido como Edades tempranas (ET) se producen varios efectos como son los procesos químicos, causados por la hidratación del cemento, los procesos físicos, relacionados con la formación de la microestructura sólida/porosa y por último el desarrollo de la capacidad mecánica del material. La combinación de estos procesos es lo que ocasiona que el material

cambie de un estado plástico-fresco a un estado pseudo rígido-endurecido [1, 2]. Las reacciones químicas y el consumo de agua por la evaporación dependen de las condiciones de curado durante las primeras horas (ET) [1, 2]. Las condiciones de curado condicionan fenómenos como la fisuración en edades tempranas o la evolución mecánica del material [3-4], siendo las más importantes en el caso del secado la temperatura, la humedad relativa y el viento [5, 6, 7].

Los hormigones autocompactantes (HAC) son especialmente sensibles a las condiciones de curado debido al aumento de la cantidad de pasta, siendo propensos a fisurar a ET respecto a los hormigones convencionales [2]. La inclusión de adiciones en su composición puede mejorar las características de los HAC [8], modificando la velocidad de hidratación de los mismos [9]. El tipo de partícula así como el tamaño de las adiciones producen cambios en la formación de la microestructura rígida y la red de poros del HAC [10].

En esta investigación se ha estudiado la influencia de la utilización de adiciones minerales como microsilíce (MS) y nanosilíce (NS) en las edades tempranas así como en las propiedades en estado endurecido de los HAC con filler calizo bajo diferentes condiciones de curado. Para ellos se utilizó una cámara climática con la que se simularon diferentes condiciones: 10,20 y 30°C de temperatura y 40 y 80% de humedad relativa. El objetivo principal del trabajo es la evaluación del efecto de las condiciones de temperatura y humedad relativa en la hidratación del cemento, en la formación de la microestructura, el desarrollo de la capacidad mecánica así como la retracción en edades tempranas y las propiedades físicas y mecánicas en estado endurecido de los HAC. De este modo se podrá evaluar la robustez de los hormigones autocompactantes con la adición de microsilíce y nanosilíce.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales

A continuación se exponen los diferentes componentes utilizados en las mezclas:

- Cemento tipo CEM I 42.5 R, acorde con la norma UNE-EN 197-1:2000, suministrado por Cementos Portland Valderrivas.
- Aditivo superplastificante (HRWRA) Viscocrete® 5920 fabricado por SIKA.
- Filler calizo Betocarb® P1-DA, suministrado por Omya Clariana SL.
- Microsilíce (m) Meyco MS610, suministrado por BASF, con una densidad de 2.3g/cm³ y una densidad aparente de 0.23g/cm³ con un contenido de SiO₂ mayor al 90%.
- Suspensión acuosa de nanosilíce (n) Meyco 685 MS suministrado por BASF, con una densidad de 1.134+0.003 g/cm³ a 20°C. El contenido sólido de la suspensión (100°C) es del 22+1.5%. El agua se descuenta del agua líquida usada en la mezcla.

En anteriores publicaciones ya se explicó las composiciones químicas del cemento, filler calizo, microsilíce y del nanosilíce [1].

La Tabla 1 recoge las composiciones de HAC usadas en el estudio. Se realizó una dosificación de referencia con filler calizo (HCA), a la que se le sustituyó el 10% del filler calizo por microsilíce y el 5% del filler calizo por nanosilíce, respectivamente. La relación agua/finos se mantuvo constante en 0.30 para todas las dosificaciones.

Tabla 1- Dosificaciones de HAC (kg/m³).

	HCA	HCAMS	HCANS
Cement	350.00	350.00	350.00
Filler	350.00	315.00	332.50
Gravel (4-20)	790.00	790.00	790.00
Sand (0-4)	679.00	679.00	679.00
Micro-silica	-	35.00	-
Nano-silica	-	-	79.50
Water (*)	179.00	179.00	117.00
HRWRA	3.50	3.50	3.50
w/c (**)	0.60	0.60	0.60
w/fines (**)	0.30	0.30	0.30

* agua añadida.

** También se consideró la cantidad de agua intrínseca en los componentes (humedad arena (4.3%), HRWRA y NS).

2.2.- Condiciones de curado

Se introdujeron las muestras de las diferentes dosificaciones dentro de una cámara climática FDM-C140SX. Se fijaron tres temperaturas diferentes, 10, 20 y 30°C y dos humedades relativas (HR), 40 y 80%. Las 18 muestras estudiadas se nombraron incluyendo la dosificación y la temperatura y humedad de curado, tal y como se observa en la Tabla 2.

2.3.- Métodos experimentales

A ET se monitorizaron presión capilar, evaporación, retracción libre, temperatura y velocidad de ultrasonidos de ondas de compresión y cortante (P- y S).

Los parámetros de evaporación y retracción se midieron en un molde de 250 x 100 x 50 mm al que se le colocó un captador de desplazamiento, el cual se ubicó encima de una balanza para poder controlar la pérdida de peso. En un molde de 150 x 100 x 70 mm se monitorizaron temperatura, presión capilar y los ultrasonidos de ondas de P con transductores de 54kHz. Las ondas de P y S se midieron con transductores de 250 kHz en un molde de 100 x 60 x 40 mm con el fin de poder calcular el coeficiente de Poisson (ν), módulo de compresibilidad (K) y el módulo dinámico de Young (E_{dyn}). Los procedimientos de ensayo han sido explicados con más detalle en anteriores publicaciones [2].

Se midieron en probetas cúbicas de 100 mm en muestras endurecidas a 28 días, la resistencia a compresión (CS), densidad aparente (D) y porosidad abierta accesible al agua (OP). El coeficiente de Poisson, el módulo de compresibilidad y el módulo dinámico de Young en muestras endurecidas se calcularon midiendo ondas P y S con transductores de 250kHz. La permeabilidad al aire y al agua de las muestras se ensayó sobre Losas Kraai modificadas de 450 x 300 x 50 mm usando un equipo Porosiscope™ cuyo funcionamiento está basado en el método de Figg [11-13].

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1.- Monitorización de las propiedades en edades tempranas.

La tasa de evaporación durante las 6 primeras horas está recogida en la Tabla 2. Se observa que este parámetro está relacionado directamente con la humedad relativa, es decir, un 40% de humedad relativa produce mayor evaporación que un 80% en todos los casos. Sin embargo, la influencia de la temperatura no es igual en todas las dosificaciones. HCA y HCAMS presentan una tasa de evaporación mayor con 20°C mientras que la tasa de evaporación mayor en HCANS ocurre con 30°C.

Tabla 2-Edades tempranas (<6 hours) Retracción (Shr.) (mm/m), tiempo inicial retracción (T_{shr}) (min), Tasa evaporación ($E_{v,rate}$) (kg/m^2h), Punto de Equilibrio (PSS) (min),and Propiedades en edurecido a 28 días Resistencia a compresión (C) (MPa), Densidad aparente (D) (kg/m^3), Porosidad abierta (OP) (%), Poisson (ν), Modulo de compresibilidad (K) and Young modulus (E) (GPa) de HAC.

		Edades tempranas				Endurecido					
		PSS (min)	Shr. (mm/m)	T_{shr} (min)	$E_{v,rate}$ (kg/m^2h)	C (MPa)	D (kg/m^3)	OP (%)	ν	K	E (GPa)
HCA	1040	45	0.56	100	0.16	35.0	2340	1.09	0.21	21.83	38.21
	1080	55	0.10	80	0.11	32.5	2310	1.35	0.25	21.68	31.71
	2040	35	0.60	80	0.32	35.0	2330	0.79	0.24	24.34	38.37
	2080	35	0.08	200	0.04	30.5	2370	1.36	0.26	23.48	33.46
	3040	35	0.56	80	0.19	33.5	2340	-	0.25	22.51	33.93
	3080	55	0.12	20	0.07	36.6	2200	0.97	0.20	18.91	34.58
HCAMS	1040	45	0.32	60	0.18	36.5	2250	2.47	0.28	21.59	29.14
	1080	45	0.36	50	0.13	35.5	2240	1.28	0.27	19.02	26.79
	2040	55	0.76	40	0.38	32.0	2240	2.22	0.25	22.32	34.04
	2080	25	0.28	50	0.03	36.5	2300	2.33	0.27	21.31	29.44
	3040	25	0.52	50	0.35	29.0	2310	2.06	0.22	21.87	36.65
	3080	15	0.16	110	0.11	30.0	2210	0.92	0.26	22.49	33.01
HCANS	1040	35	0.44	80	0.12	41.5	2200	1.98	0.25	20.70	31.18
	1080	15	0.76	60	0.02	37.0	2250	2.58	0.26	21.64	31.39
	2040	05	0.84	60	0.09	33.5	2310	1.43	0.27	23.91	32.56
	2080	05	0.84	50	0.09	36.2	2290	2.21	0.25	21.43	32.56
	3040	15	0.52	60	0.20	32.5	2160	4.64	0.29	20.50	25.81
	3080	25	0.32	20	0.15	36.0	2250	0.89	0.24	20.48	31.69

Nomenclatura utilizada para dosificaciones: HCA/HCAMS/HCANS-°C-%RH (ej. HCA1040)

La Figura 1 presenta la evolución de la presión capilar durante las primeras 6 horas de ensayo de las dosificaciones bajo las diferentes condiciones de curado.

Se observa como la presión capilar pasa de ser positiva (presión hidrostática) a ser negativa (succión). El punto donde se produce este cambio, es decir donde la presión capilar es igual a 0, se conoce como Punto de Equilibrio (PSS) de la presión capilar. La Tabla 2 presenta el momento en el que ocurre este cambio en cada una de las dosificaciones en los diferentes escenarios.

Como norma general el Punto de Equilibrio disminuye con el incremento de temperatura, no viéndose afectado por la humedad. Del mismo modo se observa que en general, HCANS presenta un valor menor de PSS respecto a las otras dosificaciones.

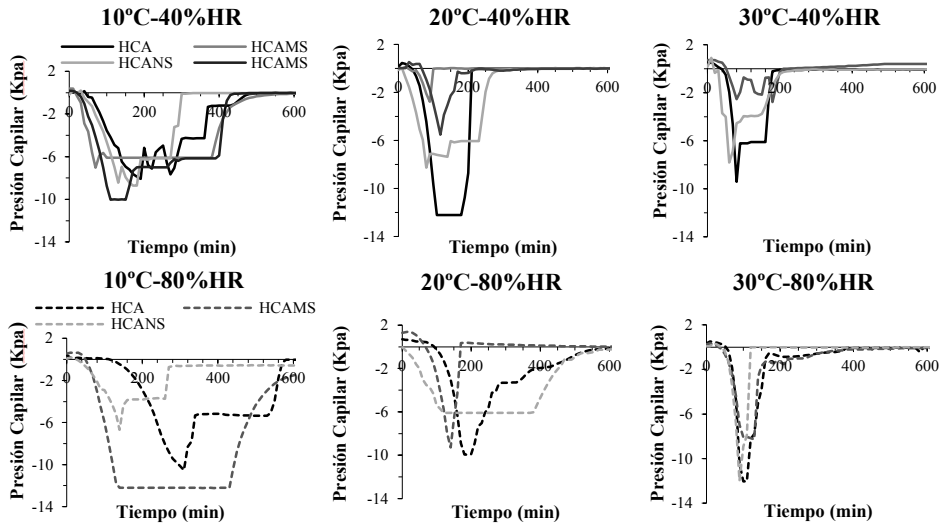


Figura 1. Evolución de la presión capilar durante las primeras horas.

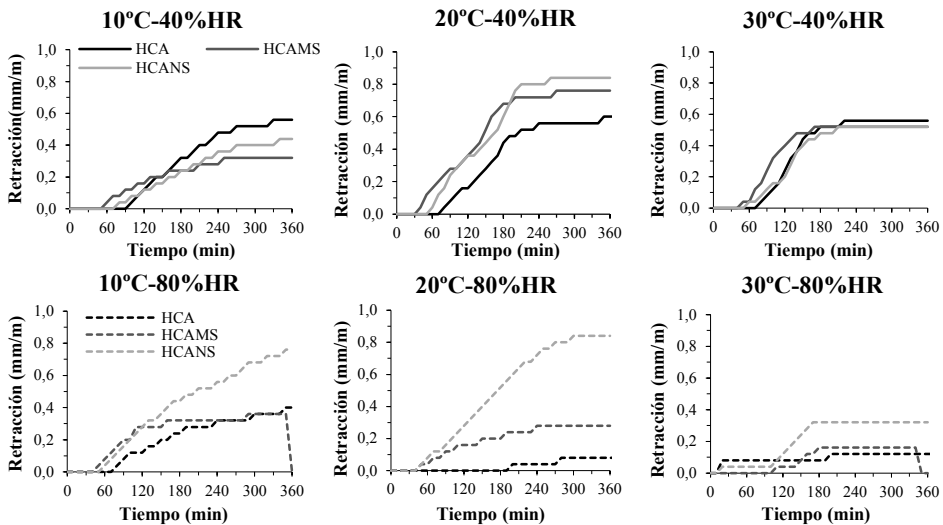


Figura 2. Evolución de la retracción libre durante las primeras 6 horas.

En la Figura 2 se muestra la retracción libre durante las primeras 6 horas del ensayo. La Tabla 2 presenta los tiempos de inicio de la retracción así como la retracción final de cada una de las dosificaciones. La retracción ocurre en todos los casos antes de las 6 horas. En general, cuanto menor es la humedad relativa mayor es la retracción registrada. Por otro lado se observa una relación directa entre evaporación y retracción en las dosificaciones

HCA y HCAMS, ocurriendo la situación inversa en el caso de HCANS. Las dosificaciones con adiciones minerales son más sensibles a la temperatura mostrando valores de retracción más elevados que la dosificación HCA. Los valores más elevados, al contrario de lo que se esperaba, se observaron en las dosificaciones HCANS y HCAMS en unas condiciones de temperatura de 20°C y no con una temperatura de 30°C. Esta situación se puede explicar considerando que la retracción depende no solo de la cantidad de agua en los poros sino que también depende de la formación de la estructura sólida del material en endurecido [1, 2]. Así mismo, se observa como HCANS en lo referente a la retracción, es más sensible a las condiciones de curado que HCAMS.

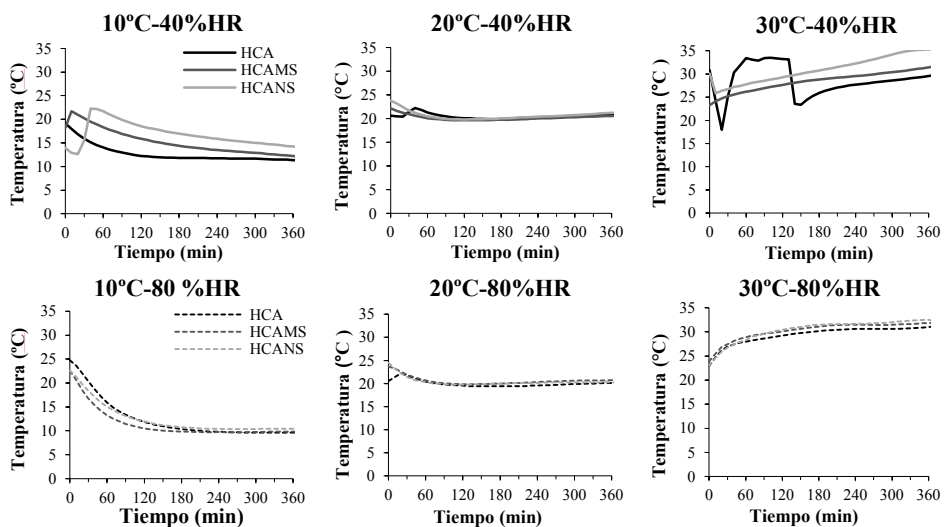


Figura 3. Evolución de la temperatura interior de la muestra durante las primeras 6 horas.

La evolución de la temperatura del núcleo de las diferentes muestras en las diferentes condiciones de curado durante las primeras 6 horas se muestra en la Figura 3. Como se esperaba, las muestras tendieron a equilibrarse con la temperatura ambiente, aunque el aporte calorífico de la hidratación del cemento produjo un retraso. Una mayor temperatura de curado supuso una aceleración en la reacción química. Se aprecia mayor temperatura de núcleo con 40% de humedad que con 80% de humedad relativa, debido al menor calor específico de las muestras secas debido a la mayor tasa de evaporación.

La Figura 4 muestra el módulo de Young (E_{dyn}) y el coeficiente de Poisson (ν) de las diferentes dosificaciones en diferentes condiciones de curado en edades tempranas.

Las primeras lecturas de onda S se obtuvieron a las 3 horas de ensayo, usando la transformada de Hilbert. [3]. Inicialmente (E_{dyn}) presentó un valor de 2-3 GPa evolucionando este hasta alcanzar, después de 24 horas, valores entre los 15 – 30 GPa. En el caso del coeficiente de Poisson, los valores iniciales son de 0.5 en todos los casos, lo que corresponde a materiales no compresibles e indica que los poros se encuentran saturados de agua. Pasadas 24 horas, ν alcanzó unos valores de entre 0.25 y 0.38. Se puede observar que

la temperatura afecta a la evolución de E_{dyn} ya que a mayor temperatura mayor valor de E_{dyn} . Por otro lado la humedad relativa afecta positivamente a 30°C , donde mayor valor de HR corresponde con un valor mayor de E_{dyn} . Sin embargo no se identifica ningún efecto de la temperatura ni de la humedad relativa en el coeficiente de Poisson.

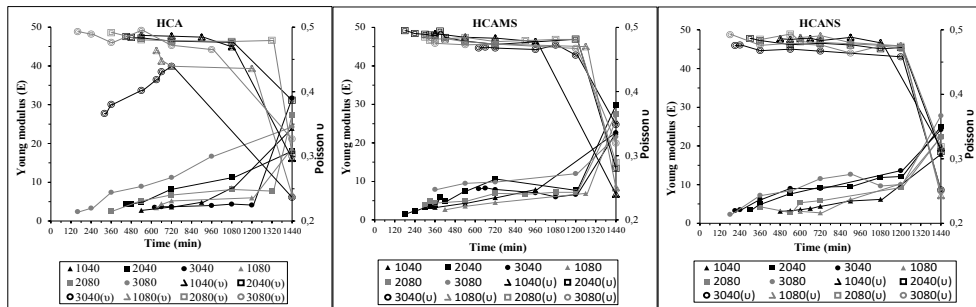


Figura 4. Evolución Modulo Young y coeficiente de Poisson.

3.2.- Propiedades en estado endurecido.

Las propiedades en endurecido de los HAC están resumidos en la Tabla 2. La resistencia a compresión está comprendida entre 30 y 40 MPa. El uso de adiciones minerales aumenta la resistencia de los HAC. El uso de nanosílice aumenta la resistencia respecto al uso de microsilíce aun habiéndose añadido la mitad de ésta en la mezcla. En la Figura 5 se pueden ver las resistencias a compresión representadas gráficamente. Del mismo modo, se observa como por un lado, el uso de adiciones minerales reduce la densidad aparente (D), el módulo de compresibilidad (K) y el módulo dinámico de Young (E_{dyn}) y por otro lado aumenta la porosidad abierta y el coeficiente de Poisson. Estos resultados concuerdan con anteriores resultados obtenidos de HCA [3].

La resistencia a compresión es mayor en condiciones de seco-frío (10°C y 40% HR) y en húmedo-calor (30°C y 80%HR). Esto nos indica que la microestructura sólida de la mezcla necesita más agua a temperaturas más altas para su formación debido a que la evaporación es más alta, mientras que en condiciones de climas fríos, menos humedad relativa supone mejores resultados.

En relación a la porosidad abierta y densidad aparente de los HAC, se observa una relación inversa. Del mismo modo, entre la porosidad abierta y el módulo dinámico de Young también existe relación. Por otro lado también existe una relación entre la resistencia a compresión y el coeficiente de Poisson. Las dosificaciones HCA y HCANS presentan una relación inversa mientras que en HCAMS la relación es directa entre estos parámetros.

La Figura 5 presenta no sólo la resistencia a compresión de las dosificaciones sino que también la permeabilidad al aire y al agua de las mismas. Lo primero que se puede apreciar es que no existe una clara relación entre la permeabilidad al aire o al agua de las muestras y la resistencia a compresión de las mismas. Esto se puede entender como que un parámetro (permeabilidad) está relacionado con la estructura porosa del material y el otro parámetro (resistencia) está relacionado con la estructura sólida del mismo. En cuanto a la permeabilidad, se observa como las dosificaciones curadas en condiciones calientes y secas

(30°C-40%HR) son las dosificaciones más permeables al aire. HCANS presenta los valores más altos para la permeabilidad al aire, es decir HCANS es la dosificación menos permeable al aire, a excepción de las dosificaciones bajo las condiciones de curado de 10 y 30°C y 80% de humedad relativa respectivamente. HCA es la dosificación que presenta más permeabilidad al aire. En cuanto a la permeabilidad al agua, las dosificaciones en condiciones de curado de 10°C de temperatura presentan los valores más bajos y con 30°C los valores más altos, siendo HCANS la más permeable al agua.

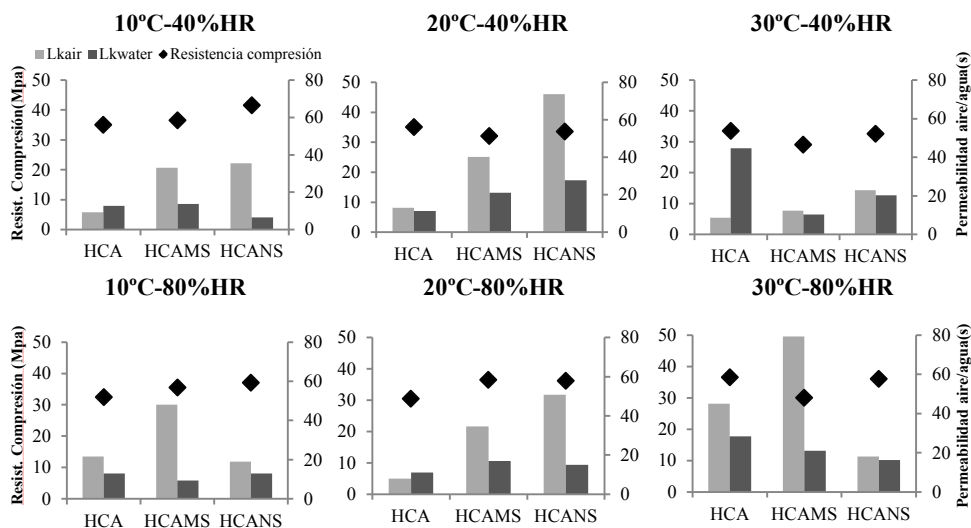


Figura 5. Permeabilidad al aire y al agua y resistencia a compresión de las diferentes dosificaciones.

3.3. Efecto de las condiciones de curado en las propiedades de los HAC.

Se observa como la temperatura influye en el tiempo de aparición del Punto de equilibrio en la presión capilar, en la retracción de los HAC con adiciones minerales, la velocidad de hidratación y la formación de la estructura sólida. Por otro lado existe una influencia de la humedad relativa sobre la tasa de evaporación y retracción en edades tempranas así como también modifica la velocidad de reacción y por lo tanto la formación de la microestructura sólida. La velocidad de hidratación, medida gracias a la temperatura interna de la muestra, así como la formación de la microestructura y la retracción a edades tempranas fueron influenciados por la combinación de ambos parámetros de condiciones de curado. Además, algunas relaciones entre ET y parámetros en estado endurecido pueden asociarse a la influencia de las condiciones de curado. Por ejemplo, la tasa de evaporación a edades tempranas de los HAC se puede relacionar con la HR, ya que la HR más baja produjo mayor evaporación en la mayoría de los casos. Y a su vez la microestructura en estado endurecido se vio afectada por la tasa de evaporación.

En general, se observa que una mayor tasa de evaporación significa una reducción de la porosidad abierta en endurecido. En cuanto a la composición de la mezcla, se puede

observar como el HCANS muestra una relación inversa entre los parámetros mientras que en HACMS no se observa ninguna tendencia clara. Del mismo modo, se aprecia como una mayor tasa de evaporación corresponde con un mayor valor del módulo dinámico de Young.

4.- CONCLUSIONES

Se ha realizado un estudio experimental para evaluar el efecto de las condiciones de curado en el comportamiento de los HAC a edades tempranas y las propiedades en estado endurecido en HAC con filler calizo, microsilíce y nanosilíce. Las muestras se han analizado bajo tres temperaturas (10,20 y 30°C) y dos humedades relativas (40 y 80%) diferentes. Los resultados experimentales indicaron que:

- Las condiciones ambientales no solo modifican la microestructura a edades tempranas sino que también las propiedades físicas y mecánicas en estado endurecido.
- El tipo y tamaño de partícula de las adiciones a los HAC, también influyen en los efectos que puedan sufrir.
- La temperatura afecta a la velocidad de reacción y a la formación de la microestructura, reduciendo el tiempo inicial de fraguado, acelerando el proceso de endurecido. La temperatura también aumenta la retracción en las primeras horas del HAC con adiciones minerales.
- La temperatura también afecta en la formación de la estructura porosa del material afectando a la permeabilidad al aire y al agua de los HAC.
- La humedad relativa (HR) afecta a la tasa de evaporación y retracción, reduciendo el tiempo de comienzo de la misma. La HR también modifica la velocidad de hidratación así como la formación de la microestructura.
- En estado endurecido la humedad relativa en el curado de las mezclas cambia la porosidad abierta del material así como el módulo dinámico de Young.
- La combinación de condiciones de curado calientes y secas aumentan la velocidad de hidratación, la formación de la estructura y la retracción en edades tempranas del HAC.
- Por otro lado, la combinación de condiciones de curado frías y secas y calientes y húmedas producen una resistencia a compresión mayor.

Por lo tanto, se puede decir que las propiedades en estado endurecido de los HAC son consecuencia de la formación de la microestructura en las primeras horas de las mezclas, la cual se ve afectada por las condiciones de curado así como por la composición de las mismas.

5.- AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a I. Palomar y M. Giménez su contribución en la realización de las mezclas, el suministro de materiales a BASF Construction Chemicals España S.L, Omya Clariana SL y Cementos Portland Valderrivas y la financiación a la Junta de Comunidades de Castilla La Mancha (PII-2014-022-P) (cofinanciado por el Fondo Social Europeo) y al Ministerio Español de Economía y Competitividad (proyectos BIA2013-48480-C2-2-R y BIA2016-77911-R).

6.- REFERENCIAS

- [1] Barluenga G, Palomar I, Puentes J. “Early age and hardened performance of fluid cement pastes combining mineral additions.” *Mater Struct* V. 46, No. 6, 2013, pp. 921–941.
- [2] Barluenga G., Puentes J., Palomar I.: “Early age monitoring of self-compacting concrete with mineral additions.” *Construction and Building Materials*, V. 77, 2015, pp. 66-73.
- [3] Barluenga G., Palomar I., Puentes J., “Hardened properties and microstructure of SCC with mineral additions.” *Construction and Building Materials*, V.94, 2015, pp. 728-736.
- [4] Aparicio S., Martínez-Ramírez S., Ranz J., Fuente J.V., Hernández M.G.: “Microstructural and mechanical properties study of the curing process of self-compacting concrete.” *Materials & Design*, V. 94, No. 15, 2016, pp. 479-486.
- [5] Zhang W., Zhang Y., Liu L., Zhang G., Liu Z.: “Investigation of the influence of curing temperature and silica fume content on setting and hardening process of the blended cement paste by an improved ultrasonic apparatus.” *Construction and Building Materials*, V. 33, 2012, pp. 32-40.
- [6] Ortega, J.M., Sánchez, I., Climent, M.Á.: “Influence of different curing conditions on the pore structure and the early age properties of mortars with fly ash and blast-furnace slag.” *Materiales de Construcción*, V. 63, No. 310, 2013, pp. 219-234.
- [7] Serpukhov I, Mechtcherine V.: “Early-Age Shrinkage of Ordinary Concrete and a Strain-Hardening Cement-Based Composite (SHCC) in the conditions of hot Weather casting”. *Concreep 10 (ASCE)*, 2015, pp. 1504-1513.
- [8] Scrivener, KL Kirkpatrick, RJ: “Innovation in use and research on cementitious material”, *Cement and Concrete Research*, V. 38, No. 2, 2008, pp. 128-136.
- [9] Poppe A-M., De Schutter G.: “Cement hydration in the presence of high filler contents.” *Cement and Concrete Research*, V. 35, No. 12, 2005, Pages 2290-2299.
- [10] Ye G., Liu X., De Schutter G., Poppe A-M, Taerwe L.: “Influence of limestone powder used as filler in SCC on hydration and microstructure of cement pastes.” *Cement and Concrete Composites*, V. 29, No. 2, 2007, pp. 94-102
- [11] J. Figg, M. Leeming, *Impact of Non-Destructive Testing*. Proceedings of the 28th Annual British Conference on Non-Destructive Testing. [ed.] C. Brook y Hanstead P.D. Sheffield : Pergamon Press, (1989).
- [12] NDT James Instrument Inc. *Non destructive testing Systems. Operating Instructions. P-6050 & P-6000 - Poroscope Plus*. Chicago, U.E.A
- [13] Barluenga, G Puentes, J. y Guardia, C. “Effect of curing conditions on sustainable SCC durability”. 14th DBMC 14th International Conference on Durability of Buildings Materials and Components. RILEM Publications S.A.R.L. (2017) pages 163-164. ISBN: 978-2-351558-159-9.

Influência da adição de fibras metálicas em concreto autoadensável no estado endurecido

Tiago Cristofoli⁽¹⁾, Gisele Catrine⁽¹⁾, Bernardo F. Tutikian⁽¹⁾
e Roberto Christ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, RS, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5369>

RESUMO

A utilização do concreto autoadensável reforçado com fibras (CAARF) permite um grande avanço nas propriedades do concreto convencional. As fibras são adicionadas à mistura com a finalidade de melhorar suas propriedades mecânicas no estado endurecido. Esse compósito apresenta uma dispersão mais uniforme das fibras dentro dos elementos estruturais devido à eliminação de compactação e vibrações, o que pode causar a segregação e orientação das fibras. Assim, é possível executar elementos estruturais de espessuras reduzidas com alta qualidade, majorando sua resistência à tração na flexão e suavizando a curva de tensão-deformação quando comparados ao concreto sem incorporação de fibras. De modo a verificar a influência da utilização da adição de fibras nas propriedades do material, foi dosado um traço de concreto autoadensável com fibras de aço de três fatores de forma, nas porcentagens de 0,25%, 0,5% e 1,0%, em relação ao volume total da mistura. Após a avaliação dos resultados foi possível afirmar que a mistura com melhores resultados possui uma taxa de 1,00% da fibra com maior fator de forma, apresentando perda de 9,1% na resistência à compressão, aumento de 261% da resistência à tração na flexão e mais de 31 vezes o acréscimo do valor de fator de tenacidade, em relação à mistura referência.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto Autoadensável. Macrofibras metálicas. Fator de forma. Tenacidade.

1.- INTRODUÇÃO

O concreto é caracterizado como material com baixa resistência aos esforços de tração, apresentando ruptura frágil. Dessa forma, são incorporadas barras de aço nas zonas tracionadas dos elementos, absorvendo esses esforços. Em meio às dificuldades enfrentadas durante a execução das estruturas de concreto densamente armadas, surgiu a necessidade de um concreto com alta resistência e alta trabalhabilidade, sendo assim, criado o concreto autoadensável [1].

Uma das principais características do concreto autoadensável é a sua capacidade de fluir entre as armaduras e obstruções, fornecendo de forma homogênea a trabalhabilidade necessária para uma boa execução [2]. Buscando aprimorar as características básicas do concreto autoadensável, a adição de fibras metálicas propõe o aumento de sua resistência à tração, proporciona diminuição de fissuras decorrentes da retração do concreto, resistência a corrosão e por vezes minorando os custos finais em uma edificação. [3]

O presente trabalho tem como objetivo apresentar o resultado da incorporação de fibras metálicas com três diferentes dimensões, na matriz de um concreto caracterizado como autoadensável. Foram analisados o incremento de resistência à compressão, resistência à tração na flexão e a tenacidade, ambos em relação ao traço de referência.

2.- CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM FIBRAS

Os avanços na tecnologia do concreto permitem não somente aumentar a resistência do concreto de forma confiável, mas também introduzir no projeto de estruturas a contribuição do concreto em tração, proporcionada pelas fibras de aço. Esse adendo nas propriedades conduz uma forte melhora do detalhamento das armaduras do reforço e pelos requisitos sobre a cobertura mínima. Assim, novas oportunidades são oferecidas no projeto, devido à utilização de misturas autoadensáveis. [4][5]

Atualmente há uma procura maior em realizar a adição de fibras no concreto autoadensável em elementos pré-fabricados com o objetivo de se obter peças com qualidade superior, atribuídas às características do material. Essa também utilizada em regiões com risco de ocorrência de sismos, onde as estruturas são densamente armadas, procurando maior segurança [6]. Dentre as propriedades que se deseja melhorar, pode-se citar a estabilidade, a prevenção de fissuras e o aumento da tenacidade do concreto no estado endurecido. [7]

Estudos voltados às misturas de concreto com adição de fibras demonstraram claramente a grande vantagem de incorporar fibras em concretos autoadensável. De maneira geral, os compósitos apresentaram uma dispersão mais uniforme das fibras dentro dos elementos estruturais, em função da eliminação de compactação e vibrações para a estabilidade reológica da matriz do CAA. [4][8][9]

3.- MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

Tendo em vista os objetivos propostos, foram ensaiados 10 proporcionamentos com características distintas, sendo que na mistura classificada como “referência” não houve a adição de fibras. Nas demais composições foram adicionadas, separadamente, três tipos de fibras com fatores de forma diferentes: FF4, FF3 e FF3N. As misturas se dividem em três porcentagens: 0,25%, 0,50 e 1,00%. Essas proporções apresentam o volume de fibras em relação ao total da mistura. Sendo empregado, para a geração da matriz, um único proporcionamento de concreto autoadensável, com resistência de 60 MPa. Definidas as misturas, foi realizada 2 misturas para cada proporcionamento em cada ensaio realizado

3.1.- Cimento e Pozolana

O cimento empregado é do tipo CP –II F - 40, com massa específica de 3,09 kg/dm³. A adição de finos realizada com o uso de pozolana cinza leve, sendo massa específica é igual a 2,30 kg/dm³.

3.3.- Agregados

O agregado miúdo e média é de origem quartzosa do tipo areia fina e areia regular, natural. Suas massas específicas são de 2,65kg/dm³ e 2,63kg/dm³, respectivamente. O agregado graúdo, do tipo brita de basalto, se encaixa na faixa granulométrica de 2,4 a 9,5 mm e sua massa específica é de 2,85kg/dm³.

3.5.- Aditivos Químicos

O aditivo plastificante multifuncional utilizado é denominado Muraplast FK 116 e o aditivo superplastificante utilizado é denominado Power Flow 1180, ambos são produzidos e fornecidos pela empresa MC- Bauchemie.

3.6.- Fibras Metálicas

As fibras metálicas utilizadas foram fornecidas pela empresa Maccaferri S.A. As fibras Wirand, com aço de baixo teor de carbono, trefilado a frio. Possuem a característica de atuar como armadura tridimensional que redistribui as tensões aplicadas sobre o elemento estrutural aumentando a sua resistência. São produzidas com aço que apresenta resistência à tração superior a 1100 MPa, deformação na ruptura inferior a 4% e módulo elástico de 210 GPa. Mais propriedades das fibras estão descritas no Quadro 1, sendo sua visualização apresentada na Figura 1.

Quadro 1. Propriedades físicas das fibras empregadas.

<i>PROPIEDADES FÍSICAS</i>	<i>FF3</i>	<i>FF4</i>	<i>FS3N</i>
Fator de forma	67	80	44
Tolerância do valor individual da relação L/d (%)	15	15	15
Tolerância do valor médio da relação L/d (%)	7,5	7,5	7,5
Diâmetro (mm)	0,75	0,75	0,75
Tolerância do valor individual do diâmetro (%)	10	10	10
Tolerância do valor médio do diâmetro (%)	5	5	5
Comprimento (mm)	50	60	33
Tolerância do valor individual do comprimento (%)	5	5	10
Tolerância do valor médio do comprimento (%)	5	5	5

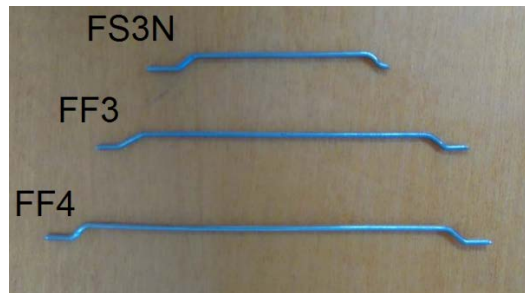


Figura 1. Fibras Empregadas no estudo.

4.- PROPORCIONAMENTO E MISTURA DE MATERIAIS

A mistura utilizada como concreto de referência segue o proporcionamento comercial empregado por concreteiras da Região Sul do Brasil. A matriz cimentícia possui peso específico de 2358 kg/m³, e apresentou resistência à compressão aos 28 dias de idade igual a 63,0 MPa. A dosagem, junto com o traço unitário, é apresentada no Quadro 2.

Quadro 2. Proporcionamento dos materiais.

MATERIAL	DOSAGEM (kg/m ³)	TRAÇO UNITÁRIO
Cimento	337	1
Pozolana	181	
Areia fina	270	0,52
Areia média	405	0,78
Brita (2,4 a 9,5 mm)	937	1,81
Água	222	0,429
Muraplast FK 116	2,07	0,004
Power Flow 1180	4,14	0,008

A mistura dos materiais foi realizada utilizando a betoneira planetária do Laboratório de Materiais de Construção – LMC/UNISINOS, como mostra a **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Inicialmente foi acrescentado o agregado graúdo, seguido por 1/3 da quantidade total de água. Logo após, foi adicionado o cimento e a cinza volante, acrescentando mais 1/3 da água. E, por fim, os agregados miúdos e o restante da água. Quando a mistura apresentou homogeneidade, foi adicionado o aditivo polifuncional, responsável por retardar o tempo de pega e aumentar o abatimento. Antes da adição de fibra, foi determinada a consistência do concreto em seu estado fresco. Para isso foi utilizado o método descrito na NBR NM 67 [10]. O abatimento do concreto obtido foi igual a 140 mm, como mostra a **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**



Figura 2. Betoneira utilizada na mistura.



Figura 3. Ensaio de abatimento de tronco de cone.

Logo após, foi adicionado o aditivo superplastificante, o qual conferiu as características de fluidez à mistura. Foi realizada determinação do espalhamento e do tempo de escoamento pelo Método de Abrams. A determinação desses dois parâmetros foi realizada conforme a parte 2 da NBR 15823 [11]. Esse ensaio visou validar a característica de autoadensável à mistura referência. As fibras metálicas foram acrescentadas à mistura, adicionadas em pequenas porções, com o objetivo de garantir a melhor distribuição no volume de material. Foi realizado esse procedimento para cada uma das proporções de fibras, separadamente. Para os ensaios de resistência à compressão axial foram moldados corpos de prova cilíndricos de diâmetro igual a 100 mm e altura igual a 200 mm. Para os ensaios de tração na flexão foram moldados corpos de prova prismáticos de dimensões iguais a 100x100x350 mm. A moldagem e cura dos corpos de prova seguem as recomendações conforme constam na NBR 5738 [12], não sendo realizada vibração ou apiloamento, como mostra a Figura 4, sendo realizado o arrasamento dos corpos de provas posteriormente.

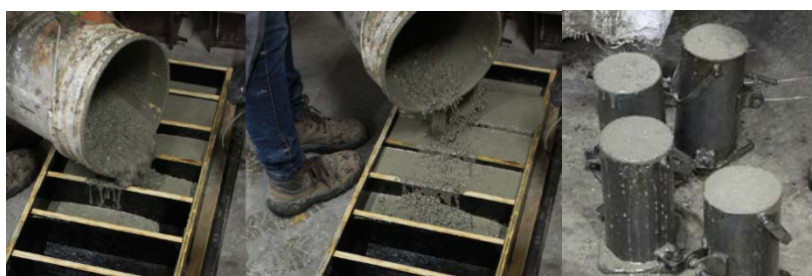


Figura 4. Moldagem dos corpos de prova.

4.- ENSAIOS EM ESTADO ENDURECIDO

Os ensaios em estado endurecido foram realizados aos 28 dias de cura, com a utilização da Prensa Shimadzu do LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, da UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Brasil.

4.1.- Resistência à Compressão Axial

A principal propriedade do concreto é a sua resistência à compressão, sendo esse um fator que caracteriza o seu melhor desempenho. Esse fator é obtido através de ensaios padronizados de carregamento rápido, aos 28 dias de idade. [13] Os corpos de prova cilíndricos foram moldados e ensaiados conforme consta na NBR 5738 [12] e na NBR 5739 [14], respectivamente. [1]

4.2.- Resistência à Tração na flexão

Devido à dificuldade da aplicação de tração uniaxial em um corpo de concreto, a determinação da resistência à tração do concreto é efetuada por métodos indiretos [15]. O ensaio mais comumente realizados para a determinação da resistência à tração do concreto na flexão, com carregamento nos terços de vão, é conforme ASTM C78 [16] ou, no Brasil, conforme NBR 12142 [17], a qual foi utilizada como referência para os ensaios deste trabalho. [6]

4.3.- Tenacidade e resistência à flexão

A determinação da tenacidade e a resistência à flexão foi realizada por meio de ensaio de flexão em corpos de prova prismáticos, sendo realizado segundo os preceitos descritos pela Japan Society of Civil Engineers – JSCE – SF4 [18], porém o aparato utilizado para realizar a medição dos deslocamentos foi adaptado. O método descrito na JSCE-SF4 [18], de determinação da tenacidade, é o mais utilizado no Brasil [19]. O carregamento foi realizado com velocidade de 0,5 mm/min, conforme ilustra a Figura 5.



Figura 5. Ensaio de flexão.

A partir dos dados obtidos durante o ensaio, pode-se traçar a curva carga vs deslocamento, sendo a área formada abaixo dessa um dos valores utilizados para a determinação da tenacidade. Dessa curva também se obtêm valores máximos de carga suportada pelos corpos de prova, sendo esse um parâmetro que será utilizado para avaliar comparativamente o desempenho das fibras e de seus proporcionamentos.

6.- ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1.- Resistência à compressão axial

Os resultados potenciais dos ensaios, de cada mistura, estão apresentados na Figura 6.

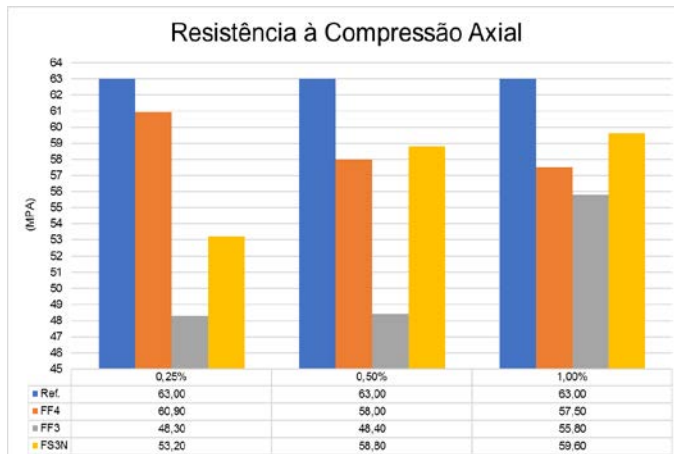


Figura 6. Gráfico dos resultados dos ensaios de resistência à compressão axial

O resultado de resistência à compressão potencial obtido na amostra referência foi igual a 63,0 MPa, notando-se uma diminuição dos resultados com a adição de fibras. Porém, não foi possível notar um comportamento padrão em relação ao tamanho ou tipo de fibra.

6.2.- Resistência à tração na flexão

A partir dos valores apresentados no ensaio de resistência à tração na obteve-se as tensões resultantes dos corpos de prova, valores apresentados na Figura 7.



Figura 7. Gráfico dos valores potenciais obtidos no ensaio de tração na flexão.

Influência da adição de fibras metálicas em concreto autoadensável no estado endurecido

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Pode-se perceber que o tamanho e o percentual da fibra são fatores determinantes na resistência à tração na flexão do concreto autoadensável reforçado com fibras. Quanto maior o tamanho e o percentual, maior também foi a resistência à tração na flexão obtida.

6.3.- Fator de tenacidade

A partir do ensaio de flexão realizado, podem-se traçar as curvas F vs d para cada corpo de prova, após isso reuniu-se todas as curvas em um único gráfico, como mostra a Figura 8. Utilizou-se essas curvas para a determinação do fator de tenacidade, que foi obtido conforme descrito na JSCE – SF4 [18].

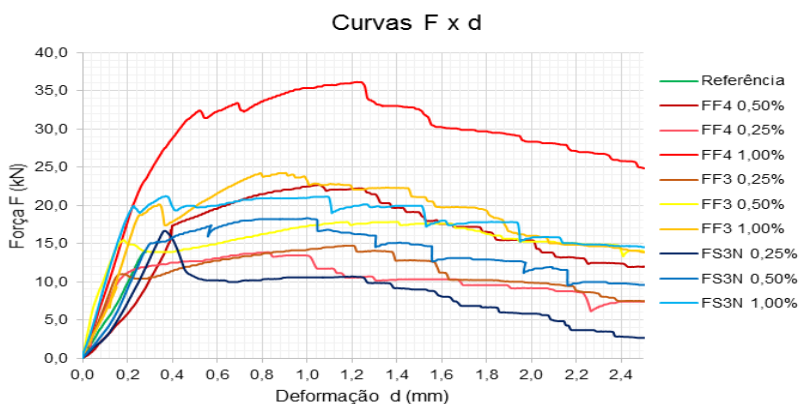


Figura 8. Curva de Força (kN) x deslocamento (mm).

Após traçar os gráficos e a obtenção da área referente a T_b calculou-se os valores para o fator de tenacidade. Os resultados obtidos das amostras apontaram que eles são maiores conforme o teor empregado e o tamanho da fibra, como mostra a Figura 9

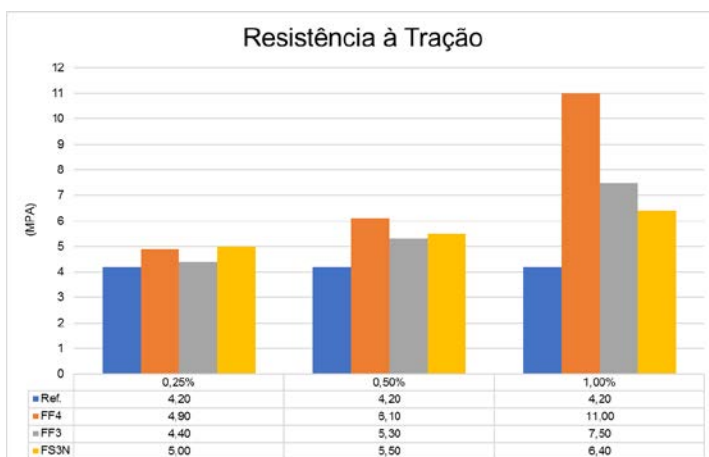


Figura 9. Gráfico com os valores obtidos de Fator de Tenacidade.

Devido ao comportamento frágil da matriz cimentícia, a amostra da mistura referência apresentou fator de tenacidade igual a 0,3 MPa, sendo que o próximo valor maior foi o da mistura FS3N 0,25%, de 2,7 MPa. Isso mostra que o acréscimo das fibras metálicas ao concreto resultou em um fator de tenacidade, no mínimo, 9 vezes maior.

7.- CONCLUSÕES

Os valores obtidos de resistência à compressão pelos exemplares não apresentaram um comportamento relacionado com o percentual, com os comprimentos ou com o número de fibras adicionadas, sendo notada apenas o decréscimo de resistência em relação à mistura referência, com a incorporação das fibras.

Avaliando-se os resultados obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão nota-se que ao elevar o comprimento da fibra e o percentual empregado, maior foi a resistência obtida.

O fator de tenacidade apresentou comportamento similar aos resultados de resistência à tração na flexão, sendo maior conforme acrescentado o percentual e o comprimento da fibra empregada.

Após a avaliação dos ensaios destas amostras em estado endurecido, pode-se afirmar que a mistura com melhores resultados é a que possui 0,50% da fibra FS3N. A mistura FS3N 0,50% apresentou perda de apenas 3,5 % na resistência à compressão, aumentou 31% da resistência à tração na flexão e aumentou mais de 14 vezes o valor do fator de tenacidade, em relação à mistura referência. Contudo, esse trabalho mostra que o concreto autoadensável com a incorporação de fibras metálicas une a sua aplicabilidade em estado fresco e garante acréscimos de resistência à tração na flexão e fator de tenacidade quando comparado a um concreto sem esse reforço.

REFERÊNCIAS

- [1] RECENA, F.A.P. Dosagem e Controle da Qualidade de Concretos Convencionais de Cimento Portland. 2. ed. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2007.
- [2] TUTIKIAN, B. F.; CHRIST, R. Prática Recomendada Ibracon: Concreto Autoadensável. Comitê Técnico CT-202. São Paulo. 2015. ASSOCIAÇÃO
- [3] FIGUEIREDO, A. D. Concreto reforçado com fibras. Tese (Livre-Docência). Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo. 2011.
- [4] FERRARA, L. When using mixtures increases the viscosity to improve the uniformity of fiber distribution of the fiber reinforced concrete. AM Brandt (Ed.), Et al., Proceedings of BMC7, sétimo simpósio internacional sobre "frágeis Matrix Composites", Varsóvia, Polônia, 13-15 outubro de 2003 Zturek RSI e Woodhead Publ. 2003.
- [5] FERRARA, L., Y. D. PARK, and S. P. SHAH, A Method for Mix-Design of Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete, Cem. Concr. Res., Vol. 37, pp. 957 - 971, 2007.

- [6] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. Concreto microestrutura, propriedades e materiais. 4 ed. São Paulo, Ibracon, 2014.
- [7] EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). Specification and guidelines for self-compacting concrete. In: EFNARC. Maio, 2005.
- [8] FERRARA, L.; MEDA, A. The relationship between the distribution fiber, workability and mechanical properties of CRFA applied to roof elements precast Mater Struct. 2006.
- [9] ÖZYURT, N.; MASON, T. O.; SHAH, S. P. The correlation of the fiber dispersion, rheology and mechanical performance CRFs. Cem Concr mp, 29 . 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR NM 67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: concreto auto-adensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.
- [13] ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado - Vol. 1. Ed. DUNAS, Rio Grande, 2014 (4ª edição).
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [15] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. Tecnologia do concreto. 2º Edição. Brookman. 2013.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 78 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). In: Annual Book of ASTM Standards, 2015.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.
- [18] THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, “JSCE-SF4: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete”, Concrete library of JSCE, Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete, n. 3, 1984.
- [19] QUINTA, M. T. Ensaios de Tenacidade para Concretos Reforçados com Fibras, Boletim da ANAPRE, São Paulo, 2009.

Betão de alta resistência reforçado com fibras exposto a elevadas temperaturas

Vítor M.C.F. Cunha ⁽¹⁾, Taghreed Al-Rikabi ⁽²⁾ e Joaquim A.O. Barros ⁽³⁾

⁽¹⁾ ISISE, Instituto de Bio-Sustentabilidade (IB-S), Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

⁽²⁾ Koya University, Department of Architecture Engineering, Koya, Iraq.

⁽³⁾ ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5464>

RESUMO

Atualmente, a utilização de betões de elevada resistência tem vindo a aumentar, nomeadamente, em aplicações com requisitos especiais, tais como arranha-céus, torres eólicas, centrais nucleares, etc. No entanto, com o aumento significativo da resistência, este tipo de material desenvolve um comportamento significativamente mais frágil. Adicionalmente, quando expostos a elevadas temperaturas, como no caso de incêndio, dependendo da temperatura e tempo de exposição poder-se-á verificar uma diminuição significativa da resistência à compressão, fissuração bem como uma rotura explosiva. Neste trabalho apresentam-se e discutem-se os resultados do estudo da influência da temperatura no comportamento mecânico de microbetão de alta resistência reforçado com fibras de aço. Diversos provetes de betão de elevada resistência foram expostos a distintas temperaturas durante um período superior a uma hora, designadamente, 400, 500, 600 e 700 °C. O comportamento mecânico, após exposição às diferentes temperaturas, foi avaliado através de ensaios de compressão, flexão e tração uniaxial e posteriormente comparado com o betão de referência (exposto à temperatura ambiente). Na generalidade, as propriedades mecânicas do betão de alta resistência diminuíram com o aumento da temperatura. Verificou-se um decréscimo mais acentuado da resistência à compressão, tração uniaxial e tração em flexão para temperaturas superiores a 400°C.

PALAVRAS CHAVE: Betões de alta resistência, fibras metálicas, exposição a temperaturas elevadas, propriedades mecânicas.

1. INTRODUÇÃO

Desde o aparecimento do “Reactive Powder Concrete” (RPC) na década de 90, este material tem sido extensivamente investigado quer do ponto de vista do desenvolvimento de composições, quer do seu comportamento mecânico. O RPC é caracterizado por possuir um rácio água / ligante (w/c) significativamente reduzido, ter uma microestrutura muito densa formada por uma panóplia de partículas finas, tais como cimento, sílica de fumo e

areia de quartzo moída, assim como pela exclusão de agregados de maiores dimensões da sua composição, isto é, superiores a 1 mm. Esta combinação propicia ao RPC uma elevada resistência e durabilidade [1,2]. No caso de se utilizar tratamento térmico e/ou pressão durante a sua cura, a resistência à compressão do RPC pode atingir valores dos 200 a 800 MPa [3,4]. No entanto, a elevada resistência deste material torna-o extremamente frágil. Deste modo, usualmente, são adicionadas fibras para reforçar a matriz (entre 1.5 a 3% em vol.) com o intuito de diminuir o seu comportamento frágil [5]. O RPC tem um amplo campo de aplicação, como por exemplo: estruturas de betão pré-esforçado, centrais nucleares, abobadas de grande vão, pontes e casos de reabilitação estrutural. Dentro das aplicações estruturais previamente enumeradas, o fogo representa um risco tangível, adicionalmente, o potencial risco de colapso durante um fogo aumenta devido à natureza frágil do RPC. Contudo, até à data, a investigação realizada sobre RPC expostos a fogo / elevadas temperaturas ainda é reduzida. Modelações numéricas demonstraram que o RPC é bastante suscetível a roturas explosivas quando sujeito a elevadas temperaturas [6-8]. Adicionalmente, Liu e Huang [9] verificaram experimentalmente que a rotura explosiva do RPC devido à exposição a elevadas temperaturas é diferente da dos betões convencionais de elevada resistência e elevada performance. Os mecanismos subjacentes à rotura explosiva do RPC ainda não são totalmente compreendidos.

Neste trabalho são apresentados e discutidos os resultados experimentais do comportamento mecânico de RPC reforçado com fibras de aço (2% em vol.) para diferentes temperaturas de exposição. A resistência à compressão, tração e tração em flexão, módulo de elasticidade e resistências residuais de tração em flexão foram determinadas para provetes de RPC expostos a elevadas temperaturas, nomeadamente, 400, 500, 600 e 700 °C).

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiais e composição de betão

Na composição do “Reaction Powder Concrete” (RPC) foram utilizados os seguintes materiais: cimento (*C*), areia fina (*AF*), sílica de fumo (*SF*), superplastificante (*SP*), água (*A*) e fibras de aço. Na Tabela 1 inclui-se a composição de RPC por metro cúbico. Esta composição foi selecionada a partir dos resultados de uma campanha experimental preliminar, constituída por nove amassaduras distintas. A quantidade de cimento, areia fina e fibras de aço foi mantida constante durante a campanha preliminar, de acordo com as recomendações de [10]. Por seu lado, variaram-se as quantidades de sílica de fumo, superplastificante e água de modo a obter uma composição com propriedades reológicas e mecânicas apropriadas, bem como uma distribuição homogênea das fibras. A composição foi efetuada com um cimento SECIL[®] CEM I 42.5R e areia fina, em particular, uma areia natural de rio com dimensão máxima de aproximadamente 1 mm, tornando-a deste modo adequada para a produção de RPC [11]. A sílica de fumo utilizada na composição de RPC teve como principal objetivo contribuir para a densificação da matriz. O superplastificante utilizado foi o ViscoCrete[®] 20HE da Sika, com um conteúdo de partículas sólidas de 40% e uma densidade de 1.08 kg/l. Por último foram utilizadas fibras de aço lisas com uma

resistência à tração de 2800 MPa, revestimento de cobre, comprimento de 6 mm e diâmetro de 0.2 mm.

Tabela 1. Composição de RPC por m³.

<i>C</i> [kg]	<i>AF</i> [kg]	<i>SF</i> [kg]	<i>SP</i> [kg]	<i>A</i> [kg]	<i>Fibras</i> [kg]
1000	1000	150	21.25	212.5	156

2.2. Mistura e cura do betão

A mistura do RPC foi efetuada com recurso a uma misturadora rotativa com capacidade de 6 l. Procedeu-se á inclusão e mistura da areia fina, cimento, sílica de fumo por esta ordem. O superplastificante foi previamente misturado com a água e lentamente adicionado aos componentes colocados na misturadora. Após a mistura revelar uma boa homogeneidade foram adicionadas lentamente as fibras. O tempo total de mistura foi cerca de 18 a 24 min. Os diversos moldes para os provetes foram betonados com a mistura de RPC e de seguida vibrados durante 1 minuto. Após terminado o procedimento de betonagem, os moldes foram cobertos com mantas humedecidas durante 48 horas. Findo este período, os provetes foram desmoldados e colocados em água dentro de uma câmara com temperatura de 20 °C e 98% de humidade relativa até à data do seu ensaio.

2.3. Procedimento para exposição a elevadas temperaturas

Previamente ao procedimento de exposição a elevadas temperaturas e respetivos ensaios mecânicos, os provetes foram secados a duas temperaturas moderadas durante 24 horas, designadamente, a 60 e 100 °C. Isto permitiu verificar a influência do teor de humidade dos provetes numa eventual rotura explosiva dos provetes quando sujeitos a elevadas temperaturas. O teor de humidade foi avaliado em alguns provetes prismáticos, constatou-se que os provetes expostos a 100% se encontravam completamente secos, enquanto os provetes secos a 60 °C apresentavam um teor de humidade em massa de cerca 7%. Após o procedimento de secagem, os provetes destinados aos ensaios mecânicos foram expostos a distintas temperaturas elevadas, nomeadamente, 400, 500, 600 e 700 °C. Para o devido efeito foi utilizado um forno elétrico com uma temperatura máxima de 1200 °C. O procedimento de exposição foi similar para as distintas temperaturas alvo. A taxa de aquecimento foi de 10 °C/min até a temperatura alvo ser atingida, posteriormente esta temperatura foi mantida constante durante uma hora. Finalmente, os provetes arrefeceram gradualmente durante cerca de 24 horas. Na Tabela 2 inclui-se o número de provetes que sofreram rotura explosiva para as distintas temperaturas de exposição e secagem. Adicionalmente, entre parenteses, é indicado o número total de provetes expostos e secados a uma determinada temperatura.

Tabela 2. Rotura dos provetes para diferentes condições de secagem.

<i>Temperatura Exposição</i>	400 [°C]		500 [°C]		600 [°C]		700 [°C]		
	<i>Temperatura Secagem</i> [°C]								
<i>Provetes</i>	Compressão	-	0 (4)	-	0 (4)	-	0 (4)	-	0 (2)
	Tração	0 (4)	-	2 (4)	-	4 (4)	-	-	-
	Flexão	0 (4)	-	4 (4)	-	3 (4)	-	-	0 (2)

Os provetes expostos a uma temperatura de 400 °C durante uma hora não sofreram qualquer tipo de rotura explosiva quando secos a 60 °C. Adicionalmente, os provetes sujeitos a uma temperatura de secagem de 100 °C também não exibiram qualquer tipo de rotura explosiva mesmo quando expostos a temperaturas de 700 °C. A rotura explosiva dos provetes apenas ocorreu em provetes com humidade, isto é, secos a 60 °C. Este tipo de rotura explosiva foi perfeitamente audível durante o procedimento de exposição a elevadas temperaturas, tendo ocorrido para uma temperatura sensivelmente de 450 °C. A temperatura para qual ocorreu a explosão dos provetes de RPC encontra-se de acordo com os valores disponíveis na literatura para betões de elevada resistência sujeitos a elevadas temperaturas [12,13]. Esta rotura explosiva observada para uma temperatura de 450 °C estará relacionada com a desidratação do hidróxido de cálcio, a qual ocorre para temperaturas entre os 400 e 550 °C, originando um aumento da pressão da humidade nos poros da matriz [14]. Na Figura 2 ilustram-se alguns exemplos dos tipos e rotura observados em provetes sujeitos a elevadas temperaturas.



Figura 2. Modos de rotura: (a) e (b) rotura explosiva para 500 °C de provetes para ensaios de tração e flexão, respetivamente; (c) fissuração para 600 °C em provetes para ensaios de tração, e (d) rotura explosiva a 600 °C para provetes de flexão.

2.4. Procedimento dos ensaios mecânicos e geometria dos provetes

No total foram moldados 52 provetes com geometrias distintas para a realização de ensaios mecânicos de compressão, flexão e tração uniaxial. Na generalidade, foram adotados quatro provetes para cada série correspondente a uma tipologia de ensaio e exposição de temperatura, com a exceção dos provetes expostos a 700 °C.

2.4.1. Ensaios de compressão

A relação tensão – extensão e módulo de elasticidade foi obtido em provetes cilíndricos com um diâmetro aproximadamente de 44 mm e altura de 105 mm. Antes da realização dos ensaios, as bases inferior e superior foram retificadas. Primeiramente, o módulo de elasticidade foi determinado em controlo de força para um certo número de ciclos de carga / descarga. Para o ciclo de carga, a tensão foi aplicada a uma velocidade de 0.2 MPa/s até uma que a tensão correspondente a um terço da resistência à compressão fosse atingida. O ensaio terminou quando a diferença de extensão entre dois ciclos de carregamento não

excedesse 1×10^{-5} . Na Figura 3(a) indica-se o esquema de ensaio adotado para a obtenção do módulo de elasticidade. Por sua vez, a relação tensão – extensão foi determinada em controlo de deslocamento com uma velocidade de $10 \mu\text{m/s}$ de acordo com a Figura 3(b). A deformação foi calculada através da média das leituras dos três LVDTs.

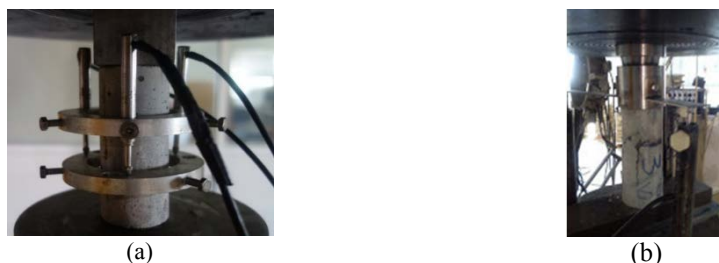


Figura 3. Esquema de ensaio para determinar: (a) módulo de elasticidade, (b) relação tensão - extensão.

2.4.2. Ensaio de tração uniaxial

Os ensaios de tração foram realizados em provetes com geometria variável de acordo com o representado na Figura 4(a). Na Figura 4(b) ilustra-se o esquema de ensaio adotado. A deformação dos provetes foi obtida a partir da média das leituras dos dois LVDTs com um campo de medição de 120 mm. Os testes foram executados em controlo de deslocamento com uma velocidade de $5 \mu\text{m/s}$.

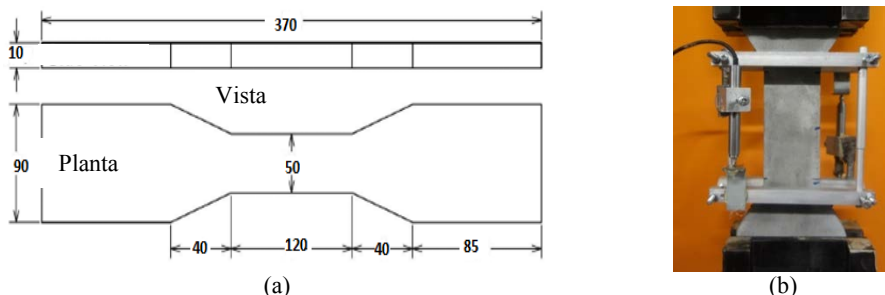


Figura 4. (a) Geometria dos provetes (dimensões em mm), (b) esquema do ensaio de tração uniaxial

2.4.3. Ensaio de flexão

Nos ensaios de flexão foram utilizados provetes com dimensões de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$. Antes do ensaio foi realizado um entalhe no provete a meio vão com uma profundidade de 10 mm e espessura de 1 mm. Este entalhe foi efetuado na face lateral dos provetes, isto é, numa face paralela à direção de betonagem (de acordo com a EN-14651). Os provetes foram ensaiados com um vão de 150 mm. A Figura 5 ilustra o esquema de ensaio adotado. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade de $5 \mu\text{m/s}$. Um dos LVDTs foi utilizado para medir a flecha a meio vão, Figura 5(a), enquanto outro foi utilizado para medir a abertura na boca do entalhe, Figura 5(b).



Figura 5. Ensaio de flexão de 3 pontos: (a) vista geral, (b) medição da abertura na boca do entalhe.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os valores médios (*Avg.*) e coeficientes de variação (*CoV*) das principais propriedades mecânicas do RPC desenvolvido sujeito a distintas temperaturas de exposição (*Temp.*) encontram-se indicadas na Tabela 4.

Tabela 3. Propriedades mecânicas do RPC exposto a elevadas temperaturas.

<i>Temp.</i> [°C]	<i>Resistência à compressão</i> [MPa]		<i>Módulo de elasticidade</i> [GPa]		<i>Resistência à tração</i> [MPa]		<i>Resistência à flexão</i> [MPa]	
	<i>Avg.</i>	<i>CoV</i>	<i>Avg.</i>	<i>CoV</i>	<i>Avg.</i>	<i>CoV</i>	<i>Avg.</i>	<i>CoV</i>
20	137.6	4.8%	46.48	10.3%	4.8	28.8%	20.9	9.5%
400	102.2	1.5%	30.9	5.8%	4.1	15.4%	15.4	14.0%
500	84.4	1.2%	22.3	18.0%	3.6	-	-	-
600	68.2	10.5%	17.5	7.2%	-	-	8.6	-
700	65.4	5.2%	18.4	4.7%	-	-	1.0	13.9%

Quer a resistência à compressão, quer o módulo de elasticidade diminuíram linearmente até uma temperatura de 600 °C. Para 700 °C não foi observada uma variação significativa destes valores. Deste modo poder-se-á concluir que o nível de dano provocado por estas temperaturas será similar. Para uma exposição a uma temperatura de 600 °C observou uma redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade de 50 e 62%, respetivamente, quando comparada com as obtidas para a série de referência (temperatura ambiente). A resistência à flexão diminuiu significativamente com o aumento da temperatura de exposição até aos 700 °C. Este decréscimo foi mais acentuado a partir dos 400 °C. A resistência à flexão aos 600 e 700 °C foi respetivamente 60 e 95% da resistência observada para a série de referência. Por sua vez, para a resistência à tração apenas foi verificado um ligeiro decréscimo com o aumento da temperatura, contudo como apenas foi possível ensaiar provetes expostos a uma temperatura máxima de 500 °C não se poderão retirar conclusões definitivas.

3.1. Relação tensão – extensão de compressão

As curvas médias tensão – extensão de compressão para cada uma das séries correspondentes às diferentes temperaturas de exposição encontram-se representadas na

Figura 6. Na fase de pré-pico é visível uma diminuição da rigidez com o aumento da temperatura de exposição devido ao dano introduzido pelo gradiente térmico. Adicionalmente, no ramo de pós-pico é igualmente visível uma diminuição da resistência residual com o aumento da temperatura. Para temperaturas superiores a 600°C e deformações maiores que 0.01 a resistência residual é praticamente nula.

3.2. Relação tensão – extensão de tração

As curvas médias tensão de tração – extensão para cada uma das séries sujeitas às diferentes temperaturas encontram-se representadas na Figura 7. Convém salientar que a deformação do provete foi obtida num campo de leitura de 120 mm sem qualquer tipo de entalhe. Consequentemente, até à localização da macro-fissura, a deformação medida incluirá adicionalmente a deformação elástica na referida zona. O surgimento de múltiplas fissuras antes da localização foi reduzido e após o aparecimento da macro-fissura a deformação poderá ser encarada como um valor muito aproximado da abertura de fissura do provete. Para temperaturas de 400 e 500 °C observou-se uma diminuição das resistências residuais com o aumento da temperatura de exposição. A diminuição abrupta da ductilidade do material sujeito a uma temperatura de 500 °C ter-se-á devido à deterioração da resistência de aderência entre fibra / matriz consequência da micro-fissuração introduzida pelas tensões subjacentes ao gradiente térmico. Adicionalmente, os provetes da série sujeita a 500 °C romperam para uma abertura de 1.2 mm, enquanto as séries sujeitas 20 e 400 °C, para uma deformação de 1.5 mm, apresentaram uma resistência considerável, respetivamente, de 1.5 e 1.2 MPa.

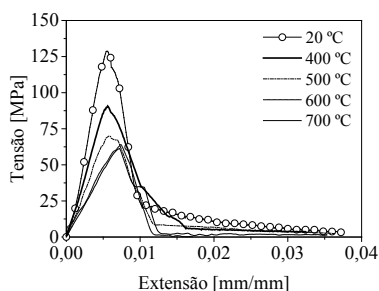


Figura 6. Relação tensão de compressão – extensão

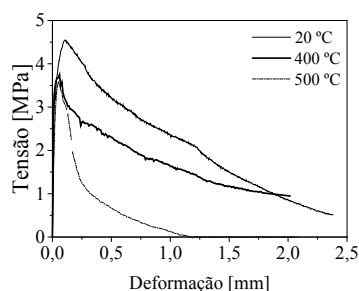


Figura 7. Relação tensão de tração – deformação

3.3. Relação tensão normal de flexão – deslocamento

As curvas médias tensão de tração em flexão – deslocamento a meio vão para cada uma das séries correspondentes às diferentes temperaturas de exposição encontram-se representadas na Figura 8. Para todas as séries foi observado na fase pré-pico um tramo linear até 80 a 90% da tensão máxima de tração em flexão seguido de um ramo não-linear. Para a série de referência, observou-se uma variação gradual da tensão residual de flexão, enquanto para as séries expostas a 400 e 600 °C foram observadas resistências residuais menores e uma variação mais abrupta das mesmas. A resistência residual à flexão da série exposta a 700 °C foi muito reduzida, após uma flecha superior a 1 mm a tensão residual foi praticamente nula.

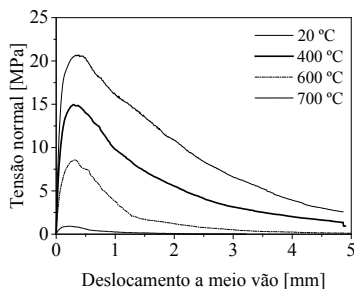


Figura 8. Relação tensão normal de flexão – deslocamento a meio vão.

3.4. Parâmetros do comportamento pós-fissurado

3.4.1. Ensaio de tração uniaxial

A resistência à tração, f_{ctm} , tensão residual para uma abertura de fissure de 1 e 2 mm, respetivamente, σ_{1mm} and σ_{2mm} , foram determinadas a partir da curva média tensão – deformação representada na Figura 8. Adicionalmente, determinou-se a energia dissipada até uma abertura de fissure de 1 e 2 mm, respetivamente, G_{1mm} e G_{2mm} . Na Figura 9 representa-se a variação destes parâmetros com a temperatura de exposição. Na generalidade, estes parâmetros diminuíram com o aumento da temperatura, em particular para a série sujeita a uma temperatura de 500 °C. Este facto poderá estar associado a um dano pré-induzido mais elevado na matriz, para temperaturas superiores a 400 °C, consequência da desidratação do hidróxido de cálcio, o qual contribuirá para o aumento da pressão nos poros da matriz [14]. Para temperaturas superiores a 400 °C, os mecanismos de reforço das fibras são reduzidos significativamente.

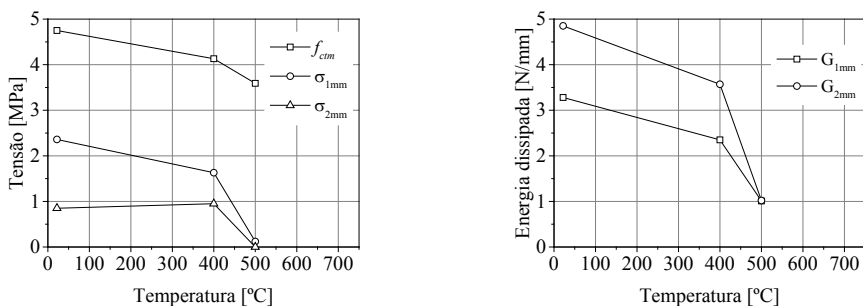


Figura 9. Influência da temperatura nos parâmetros do comportamento pós-fissurado à tração: (a) f_{ctm} , σ_{1mm} e σ_{2mm} , 3 (b) G_{1mm} e G_{2mm} .

3.4.2. Ensaio de flexão em três pontos

Na Tabela 4 incluem-se os valores das resistências residuais de flexão determinadas de acordo com a norma EN-14651 para as diferentes temperaturas de exposição (*Temp.*). As resistências residuais diminuíram com o aumento da temperatura de exposição, em particular para temperaturas superiores a 400 °C. As resistências residuais f_{R1} e f_{R3} têm particular interesse para os estados limites de serviço e últimos, respetivamente. A menor

redução de f_{R1} quando comparada com f_{R3} , poder-se-á atribuir ao facto de para f_{R1} a mobilização das fibras ao arrancamento ainda se encontrar numa fase inicial, consequentemente originado a mobilização de forças de arrancamento menores. Contrariamente, para f_{R3} , o arrancamento das fibras encontra-se num estágio mais avançado, a fissuração provocada pela exposição às temperaturas elevadas contribui para a redução da aderência fibra / matriz, as fibras são arrancadas para forças menores resultando numa menor tensão residual de tração em flexão.

Tabela 4. Resistências residuais de flexão segundo a EN-14651.

Temp.	f_{R1} [MPa]		f_{R2} [MPa]		f_{R3} [MPa]		f_{R4} [MPa]	
	Avg.	CoV	Avg.	CoV	Avg.	CoV	Avg.	CoV
20 °C	20.3	10.1%	13.5	14.9%	8.4	16.5%	5.3	21.6%
400 °C	14.0	16.9%	7.3	17.0%	4.1	17.2%	2.5	15.9%
600 °C	7.5	0.0%	1.8	0.0%	0.8	0.0%	0.3	0.0%
700 °C	0.8	16.2%	0.2	22.3%	0.1	40.5%	0.0	-

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentaram-se os principais resultados experimentais de uma campanha experimental para caracterizar o comportamento mecânico de uma composição de “reactive poder concrete” (RPC) sujeito a elevadas temperaturas (400 a 700 °C). Com base nos resultados experimentais pôde-se concluir:

1. Não foi possível eliminar completamente o teor de água dos provetes de RPC quando submetidos a um processo de secagem de 24 horas a uma temperatura de 60 °C. Para estes provetes foi observado uma rotura explosiva para uma temperatura de exposição de aproximadamente 450 °C. Os provetes sujeitos a um processo de secagem de 24 horas não exibiram rotura explosiva, mesmo quando expostos a uma temperatura de 700 °C.
2. A resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade diminuíram mais acentuadamente quando expostos a temperaturas superiores a 400 °C. Para uma temperatura de 600 °C, a redução da resistência a compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração foi de cerca de 50, 62 e 60%, respetivamente, quando comparados os valores para a série de referência.
3. As tensões residuais de flexão diminuíram com o aumento de temperatura, em particular, a partir dos 400 °C. A diminuição do f_{R3} com a temperatura foi mais significativa que a do f_{R1} .

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas Zhejiang Boen e MAPEI pelo fornecimento gratuito, respetivamente, das fibras de aço e sílica de fumo. A segunda autora gostaria de agradecer a bolsa obtida no âmbito do programa Erasmus Mundus - Marhaba Project. Os autores agradecem o financiado por fundos FEDER através do Programa COMPETE e fundos Nacionais FCT dos projetos PTDC/ECM-EST/2635/2014 e SFRH/BSAB/114302/2016.

REFERENCIAS

- [1] Cheyrezy M, Maret V, and Frouin L, 1995, Microstructural analysis of RPC (reactive powder concrete), *J. Cem. & Con. Res.* **25** 1491–1500.
- [2] Bonneau O, Poulin C, Dugat J, Richard P, and Aitcin P C , 1996, Reactive powder concretes: from theory to practice, *J. Con. Inter.* **18** 47-9.
- [3] Richard, P and Cheyrezy M H, 1994, Reactive powder concrete with high ductility and 200-800 MPa Compressive Strength, Concrete Technology Past, Present, and Future, ACI SP 144, editor; P. Kumar Mehta, S. Francisco, USA, 507-18.
- [4] Shu-hua LIU, Li-hua LI and Jian-wen FENG, 2012, Study on Mechanical Properties of Reactive Powder Concrete, *J. Civ Eng. & Cons.*, **1:1**. 6-11
- [5] Richard P, and Cheyrezy M, 1995, Composition of reactive powder concrete”, cement and concrete research, **25(7)**, 1501 –11.
- [6] Schneider U, Diederichs U, Horvath J and et al., 2003, Verhalten von ultrahochfesten betonen (uhpc) unter randbeanspruchung (behaviour of ultra-high performance concrete (UHPC) under fire exposure), Beton- und Stahlbetonbau, **98(7)**, 408–17.
- [7] Majorana C E and Pesavento F, 2000, Damage and spalling in HP and UHF concrete at high temperature,” in Damage and Fracture Mechanics VI: Computer Aided Assessment and Control, vol. 6 of *Structures and Materials*, 105–17.
- [8] Ratvio J, 2001, Ultralujan betonin kaytsovellukset Esitutkimus (preliminary study of ultra-strength concrete applications), VTT Tiedotteita, **2078**, 3–45.
- [9] Liu C T and Huang J S, 2009, Fire performance of highly flowable reactive powder concrete,” *J. Con. & Buil. Mat.*, **23(5)**, 2072–79.
- [10] Ridha M M S, MohammadAli T Kh, Abbawi Z W, 2013, Behavior of axially loaded reactive powder concrete columns , *J. Eng. & Dev.*, **17- 2**, 193-209.
- [11] Rahmatabadi M A D, 2015, Mechanical properties of reactive powder concrete under pre-setting pressure and different curing regimes, *J. Str. & Civ. Eng. Res.* **4(4)**, 354-58.
- [12] Phan LT., Carino N J, 2001, Mechanical Properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures, Gaithersburg, Maryland: NISTIR 6726, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology,.
- [13] Ali F, 2002, Is High Strength Concrete More Susceptible to Explosive Spalling than Normal Strength Concrete in Fire?, *J. Fire Mater.* **26** 127-30.
- [14] Zhang Q, Ye G, 2012, Dehydration kinetics of Portland cement paste at high temperature, *J. Ther. Analy. & Cal.* **110**: 153-58.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Comportamiento mecánico de compuestos de matriz cementicia y tejidos de fibras vegetales

Luis Mercedes ⁽¹⁾, Lluís Gil ⁽²⁾ y Ernest Bernat ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Resistencia de Materiales, Universitat Politècnica de Catalunya, Terrassa, España

⁽²⁾ LITEM Laboratorio para la Innovación Tecnológica de Estructuras y Materiales, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5501>

RESUMEN

Los compuestos de matriz cementicia reforzados con fibras (fibre reinforced cementitious matrix: FRCM) han demostrado ser un material de refuerzo con un prometedor futuro, debido a su facilidad de aplicación, resistencia al fuego y su capacidad de disipar energía a través de un patrón de multifisuras. El auge que viene desarrollando el estudio de fibras vegetales como refuerzo dentro de los materiales compuestos debido a su bajo costo, baja densidad, reciclabilidad y biodegradabilidad, hace que estas fibras se presenten como una opción de refuerzo a considerar dentro los materiales compuestos. En este estudio se han elaborado especímenes FRCM de diferentes fibras vegetales (lino, cáñamo, sisal y algodón), utilizando un tratamiento a base de poliéster para evitar la degradación de las fibras y mejorar su eficacia dentro de los compuestos cementicios. Estos especímenes fueron sometidos a ensayos de tracción directa, donde los resultados mostraron una excelente interacción entre los tejidos y la matriz utilizada, pues el poliéster además mejorar las propiedades mecánicas de los hilos, aumenta la adherencia con la matriz, y con ello mejora las prestaciones mecánicas del FRCM. Los resultados presentan los FRCM de fibras de cáñamo y lino como los compuestos que alcanzaron mayor resistencia a tracción, y a los FRCM de fibras de algodón como los de mayor capacidad de alargamiento y multifisuración.

PALABRAS CLAVE: Matriz cementicia, Fibras vegetales, Poliéster

1.- INTRODUCCIÓN

Dentro de las diversas formas de disponer fibras, entre los llamados compuestos de matrices cementicias reforzados con fibras (fibre reinforced cementitious matrix: FRCM), se encuentran los compuestos cementícos reforzados con fibras en forma de tejidos. Estos surgen como una alternativa a la matriz orgánica del FRP (fibre reinforced polymers), pues al tener menos emisiones tóxicas, mayor resistencia al fuego y permeabilidad al vapor del agua, entre otras ventajas, los investigadores lo ven como un posible sustituto del FRP, en el campo del refuerzo y rehabilitación de estructuras.

El aprovechamiento de los recursos naturales y los materiales sostenibles es un tema que cada día adquiere mayor interés de la comunidad científica. La alternativa de usar fibras vegetales como refuerzos de polímeros y morteros, es un ejemplo de ello. Las propiedades mecánicas que han mostrado fibras como el lino, cáñamo, sisal, jute, plátano, entre muchas otras, junto con su bajo costo, baja densidad, reciclabilidad y biodegradabilidad, han hecho de las fibras vegetales una potente alternativa frente a fibras sintéticas. Pues a pesar de presentar muy bajas resistencia en comparación con otros tipos fibras, el bajo costo y la baja densidad de las fibras vegetales permiten utilizar un mayor volumen de fibras y con ello obtener materiales compuestos sostenibles y con propiedades mecánicas comparables con compuestos de fibras sintéticas [1].

En la actualidad ya existen numerosos estudios [2][3][4][5], que analizan el comportamiento de las fibras vegetales en los FRCM, los cuales demuestran el gran potencial de las fibras vegetales como tejidos de refuerzo. Uno de estos estudios fue el presentado por Menna et al. [5], quienes con el objetivo de emplear con mejor eficacia las fibras vegetales dentro del FRCM, estudiaron un sistema innovador de FRCM con mallas de cáñamo impregnadas con resina epoxi. Los resultados mostraron que la impregnación de unos hilos retorcidos de cáñamo con una resina epoxi flexibles permitió una mejor explotación de las propiedades a tracción de las fibras de cáñamo.

A pesar que ya existen numerosos estudios de FRCM de fibras vegetales, hasta la fecha son pocos los que han recurrido a la impregnación de las fibras con resina. Por lo que en este estudio se elaboraron tejidos de fibras vegetales impregnadas con poliéster, para luego fabricar con ellos, y con tejidos técnicos de fibras de basalto, especímenes de FRCM y ensayarlos a tracción. El objetivo era analizar el comportamiento de los tejidos de fibras vegetales impregnados con poliéster en los FRCM, compararlos con los FRCM de basalto, e identificar la influencia de la impregnación de las fibras con poliéster.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental se puede dividir en tres etapas: (1) elaboración de la malla de fibras vegetales, (2) elaboración de los especímenes de FRCM y (3) ensayo de tracción de los especímenes de hilos y FRCM.

2.1.- Elaboración de la malla de fibras vegetales

Se elaboraron mallas con hilos de cáñamo, lino, sisal y algodón. Para la elaboración de estas mallas se creó un molde de sección rectangular, con clavos en sus extremos distanciados 12 mm en dirección de la trama y 25 mm en dirección de urdimbre, útiles para estirar y anclar los hilos. Una vez fueron elaboradas las mallas, estas se impregnaron con poliéster, de forma manual con un pincel. Luego de dos días de curado, las mallas eran mecanizadas en tamaños de 45x350 mm.

El poliéster utilizado fue una mezcla de un poliéster estándar para laminar y una resina de poliéster no saturado, flexible, de reactividad baja y viscosidad media, utilizado como

flexibilizante de resina en una proporción de 50% del volumen total resina a utilizar. Esto con el objetivo de reducir el aporte de rigidez del poliéster a las mallas.

Para elaborar las mallas se utilizaron hilos de distintos tipos de fibras vegetales (cáñamo, lino, sisal y algodón). También se prepararon 10 especímenes de hilos por cada tipo de hilo (5 en el caso los mechones de basalto), 5 impregnados con poliéster y 5 sin poliéster, para luego ensayarlos a tracción. Para ello se fabricó una lámina de compuesto de fibra de vidrio con resina epoxi en los extremos de cada hilo o mechón (basalto). Esto con el objetivo de que los hilos y mechones puedan ser sujetos por las pinzas mecánicas de la máquina de ensayo.

Los especímenes de hilos de 40 cm de longitud con y sin poliéster se pesaron en una báscula de precisión antes de fabricar las láminas de sujeción de FRP de vidrio en sus extremos. Esto se hizo para cuantificar la cantidad de resina aplicada en cada hilo, y así estimar la cantidad de resina necesaria para impregnar las mallas.

En la *Tabla 1* se muestra el diámetro de los hilos (medido con un pie de rey), la densidad lineal de los hilos con (hilo impregnado/longitud) y sin poliéster (peso de bobina de hilo/longitud), densidad volumétrica (densidad lineal/área), la cantidad de poliéster utilizado por longitud de hilo y superficie de malla, y la fracción volumétrica de las mallas impregnadas utilizadas en los especímenes de FRCM (volumen de malla/volumen de FRCM).

Tabla 1. Propiedades de los hilos y contenido de poliéster

	<i>Cáñamo</i>	<i>Lino</i>	<i>Sisal</i>	<i>Algodón</i>	<i>Basalto</i>
Diámetro (mm)	0,5	0,5	2,5	1,5	-
Numero de hilo/mechón	8	8	2	4	-
Densidad lineal de hilo (g/m)	0,4	0,43	3,63	1,2	2,43
Densidad volumétrica de hilo (g/cm ³)	2.04	2.17	0.74	0.67	2,8
Densidad lineal de hilo impregnado (g/m)	1,18	1,28	9,36	4,7	-
Poliéster/longitud de hilo (g/m)	0,78	0,85	5,73	3,5	-
Poliéster/ área superficial de malla (g/cm ²)	0,02	0,03	0,04	0,06	-
Fracción volumétrica de malla impregnada en FRCM (-)	0,014	0,014	0,078	0,067	0,010

2.2.- Elaboración de los especímenes FRCM

Se elaboraron 21 especímenes de FRCM con las mallas fabricadas y una malla de basalto suministrada por un distribuidor. Para ello se elaboraron moldes de madera para probetas de 10 x 50 x 400 mm. Luego fueron elaborados los especímenes colocando las mallas en el centro del espécimen. Luego de 7 días de curado los especímenes de FRCMs eran desmoldados, para luego adherirles 4 placas metálica en sus extremos (una de cada lado) mediante un adhesivo bicomponente epoxi (figura 1c) con el objetivo de facilitar el anclaje con la máquina de ensayos.

Para la elaboración de las probetas se utilizó el mortero Sika MonoTop-612, un mortero tixotrópico monocomponente a base de cemento, resinas sintéticas, humo de sílice y reforzado con fibras de poliamida, con una relación agua/mortero de 16.6%, que cumple con los requerimientos de la clase R3 de la UNE-EN 1504-3. Durante la elaboración de los especímenes se tomaron probetas de control del mortero de 40 x 40 x 160 mm de dimensiones, para conocer la resistencia del mortero a los 28 días de curado. Los resultados promedios de los ensayos a compresión y flexión según la norma EN 1015-11:2000 [4] fueron: flexión de 6.56 Mpa, tracción de 2.9 Mpa y compresión de 39.25 Mpa.

2.3.- Ensayo tracción de los especímenes de hilos y FRCM

Luego de 2 días de curado de la superficie de agarre elaborada en los extremos de los hilos, los especímenes de hilos (con y sin poliéster) y mechones eran ensayadas a tracción, en una prensa electromecánica MTS Insight de una capacidad de 10 KN, a una velocidad de 5 mm/min, utilizando un extensómetro MTS de 25 mm de alcance para medir las deformaciones.



Figura 1. Ensayo a tracción de los hilos

Para el caso de los especímenes de FRCM estos fueron ensayadas tomando como referencia el procedimiento descrito por AC434-0213-R1 [6]. Los especímenes fueron ensayados a los 28 días de curado en la prensa electromecánica MTS Insight mencionada anteriormente, a una velocidad de 5 mm/min, capturando las deformaciones con el extensómetro de 25 mm de alcance y un sistema desplazable unido a las placas de apoyo, que permitió medir las deformaciones en la zona ubicada entre los bordes de la placa de apoyo de los especímenes.



Figura 2. Ensayo a tracción de FRCM

3.- RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.1.- Resultados de hilos y mechones

Con la finalidad de conocer la resistencia mecánica de los hilos de fibras vegetales y mechones de basalto utilizados, y determinar el efecto del poliéster en los hilos de fibras vegetales, se realizaron ensayos a tracción. La tabla 2 muestra los resultados a tensión última y los módulos de elasticidad para cada hilo. Las tensiones fueron calculadas a partir del diámetro del hilo sin poliéster medido con un pie de rey, y el módulo de elasticidad fue calculado considerando la parte lineal de la curva de esfuerzo-deformación.

Tabla 2. Resultados promedios de los ensayos a tracción de los hilos

Propiedades Mecánica de hilos									
	Sin Poliéster					Con Poliéster			
	Cáñamo	Lino	Sisal	Algodón	Basalto	Cáñamo	Lino	Sisal	Algodón
No. de ensayos	5	5	5	5	5	5	5	5	5
F_u(N)	58	81,8	475,2	95,2	607,11	106,8	101,41	453	145,6
σ_H(MPa)	295,54	416,8	96,86	53,9	698,33	544,2	516,72	92,33	82,43
(C.V)	(11%)	(17%)	(9%)	(1%)	(6%)	(7%)	(6%)	(12%)	(6%)
ε_H(%)	1,03	1,65	3,01	10,19	1,01	0,98	1,29	2,61	7,13
(C.V)	(15%)	(18%)	(11%)	(5%)	(4%)	(14%)	(12%)	(5%)	(12%)
E_H(GPa)	26,33	24,98	3,75	0,53	76,87	50,58	37,95	3,78	0,88
(C.V)	(4%)	(8%)	(6%)	(6%)	(6%)	(15%)	(10%)	(8%)	(2%)
Δ σ_H(%)	-	-	-	-	-	84,14	23,97	-4,68	52,93
Δ E_H(%)	-	-	-	-	-	92,1	51,92	0,8	66,04

F_u= Carga ultima promedio, σ_H= Tensión ultima promedio, ε_H= Deformación pico promedio,

E_H= Modulo elástico promedio, (C.V)= Coeficiente de Variación, Δ σ_H(%)= Incremento de resistencia a tensión por impregnación, Δ E_H(%)= Incremento de Modulo elástico por impregnación

Los hilos de fibras vegetales impregnados con poliéster muestran un incremento de la resistencia y del módulo de elasticidad casi en todos los casos (a excepción del sisal); en especial en el hilo de cáñamo, el cual aumentó su resistencia a tracción en aproximadamente un 84 % y su módulo de elasticidad en 92%. Resultados muy superiores en comparación con el efecto del poliéster en los demás hilos impregnados.

Comparando los resultados obtenidos de los hilos de fibras vegetales con los obtenidos por los mechones de basalto se puede ver una resistencia a tracción y módulo de elasticidad superior en el caso del basalto con una resistencia promedio de 698 MPa y un módulo de elasticidad de 77 GPa. Sin embargo, el objetivo de este estudio es probar mechones con los hilos de fibras vegetales que puedan alcanzar niveles de cargas comparables a los mechones de basalto, debido al bajo costo, baja densidad y mayor sostenibilidad que representan las fibras vegetales.

3.2.- Resultados de FRCM

Los resultados obtenidos de los ensayos a tracción de los especímenes de FRCM se muestran en la tabla 3. En esta se muestran capacidad de carga de las mallas y del mortero (calculado a partir de la tensión promedio de los ensayos a tracción directa de los hilos y el mortero), las tensiones últimas promedios, los módulos de elasticidad en las diferentes zonas de comportamiento del FRCM (figura 3f) y el porcentaje de aprovechamiento de las propiedades resistentes de los hilos. Las tensiones últimas fueron calculadas utilizando el área de sección transversal de los FRCM, y del tejido pues éste es quien absorbe las tensiones en las secciones donde el mortero ha fisurado.

Tabla 3. Resultados de los FRCMs a tracción

Propiedades mecánicas del FRCM						
FRCM	Sin malla	Basalto	Cáñamo	Lino	Sisal	Algodón
No de ensayos	3	3	3	3	3	3
Capacidad de carga de la malla (N)	-	1821,3	3257,6	3085	3584	2249,6
Capacidad de carga del mortero (N)	-	2291,4	2274,5	2274,5	2122,6	2173,2
F_u (N)	2303 (11%)	1782 (17%)	2984,88 (11%)	2756,48 (11%)	1683,76 (36%)	2172 (2%)
σ_{FRCM} (Mpa)	4,61 (11%)	3,56 (17%)	5,97 (11%)	5,51 (11%)	3,37 (36%)	4,34 (2%)
σ_T (Mpa)	-	683,27 (17%)	475,3 (11%)	438,93 (11%)	42,9 (36%)	76,86 (2%)
σ_H (Mpa)	-	698,33 (6%)	544,2 (7%)	516,72 (6%)	92,33 (12%)	82,43 (6%)
σ_{Ta}/σ_H (%)	-	97,84	87,34	84,95	46,46	93,23
E-I (Gpa)	8,92 (40%)	7 (24%)	13,03 (38%)	9,78 (37%)	8,7 -	6,55 (40%)
E-II (Gpa)	-	-	0,53 (16%)	0,65 (18%)	0,18 (33%)	0,53 (69%)
E-III (Gpa)	-	-	0,41 (12%)	0,25 (23%)	0,13 (33%)	0,04 (22%)

()= Coeficiente de variación, F_u = Carga última promedio, σ_{FRCM} = Tensión última promedio en FRCM, σ_T = Tensión última promedio del tejido, σ_H = Tensión última promedio de hilos con poliéster, σ_T/σ_H = % de aprovechamiento de resistencia a tensión de los hilos

En la tabla 3 se puede ver que el mortero sin reforzar alcanzó una resistencia a tracción promedio de 4.61 Mpa, superior al valor de 2.9 Mpa a tracción indirecta resultante del ensayo a flexión de las probetas de control.

También se aprecia que los FRCM que soportaron mayores niveles de tensiones fueron los de cáñamo, seguido por los de lino, algodón, basalto y sisal. Sin embargo, en cuanto a

tensiones sobre la malla fueron los de basalto, seguido por los de cáñamo, lino, algodón y sisal.

En el caso de los FRCM de basalto, algodón y sisal, las cargas últimas alcanzadas fueron inferiores a las alcanzadas por el mortero sin reforzar. Pero en el caso del basalto una vez éste alcanzó la fisuración las fibras comenzaron a deslizar, contrario a los FRCM de fibras vegetales, donde continuó la interacción malla-mortero una vez alcanzada la tensión de fisuración. Por consiguiente, las fibras vegetales impregnadas con poliéster desarrollaron una mayor adherencia en la interacción malla-matriz.

En la tabla 3 también se puede apreciar el porcentaje de aprovechamiento de la resistencia a tensión de los hilos dentro del FRCM (σ_T/σ_H), calculado a partir de la relación entre la tensión promedio alcanzada por el tejido impregnado embebido en el FRCM y la tensión promedio de los hilos impregnados con poliéster. Estos resultados muestran que los FRCM con el mayor porcentaje de aprovechamiento mecánico de las fibras fueron los de basalto (97.8%). Pero, si consideramos que el tejido comenzó a deslizar una vez alcanzó la tensión de fisuración, y además, no pudo superar la tensión promedio de rotura del mortero, es posible que la carga haya sido soportada solo por el mortero, sin ningún aporte mecánico del tejido. Esto significaría que no existe una buena compatibilidad entre las fibras y la matriz.

Por el contrario, en el caso del cáñamo, el lino y el algodón hubo un buen aprovechamiento de las propiedades mecánica de los hilos impregnados. Pues, además que se alcanzaron porcentajes de aprovechamiento entre 85 y 93 %, presentaron un patrón de multifisura (ver figura 3 y 4) antes del fallo total del espécimen. En el caso del sisal, hubo un menor porcentaje de aprovechamiento (47%), que se asume que es debido al mayor espesor del hilo (2.5mm), lo que provocó el desprendimiento prematuro de mortero para las dimensiones de la probeta, evitando un mejor aprovechamiento de las propiedades del hilo.

En el caso de los módulos de elasticidad se observa un incremento del módulo en la zona I (antes de fisurar el mortero) solo en los FRCM de cáñamo y lino, pero en los demás casos el módulo presenta una disminución con respecto al mortero sin reforzar. Esto indica que las mallas de cáñamo y lino le aportaron una mayor rigidez al mortero, esto debido a la mayor rigidez que presenta estas fibras en comparación con las demás fibras vegetales.

Por otro lado, en el caso de los FRCM de fibras vegetales, se puede observar una alta degradación de este al pasar de una zona a otra de comportamiento (ver tabla 3 y figura 3f), pues una vez el mortero alcanza la fisuración se produce una fuerte degradación de la rigidez del compuesto.

En la Figura 3 se muestran los diagramas de esfuerzo-deformación de los FRCM reforzados con las mallas de fibras vegetales impregnadas con poliéster, y basalto. Para este caso se utiliza las tensiones resistidas por la combinación malla-mortero considerando el área de 500 mm² de los especímenes de FRCM. Esto debido a los diferentes espesores de malla utilizados.

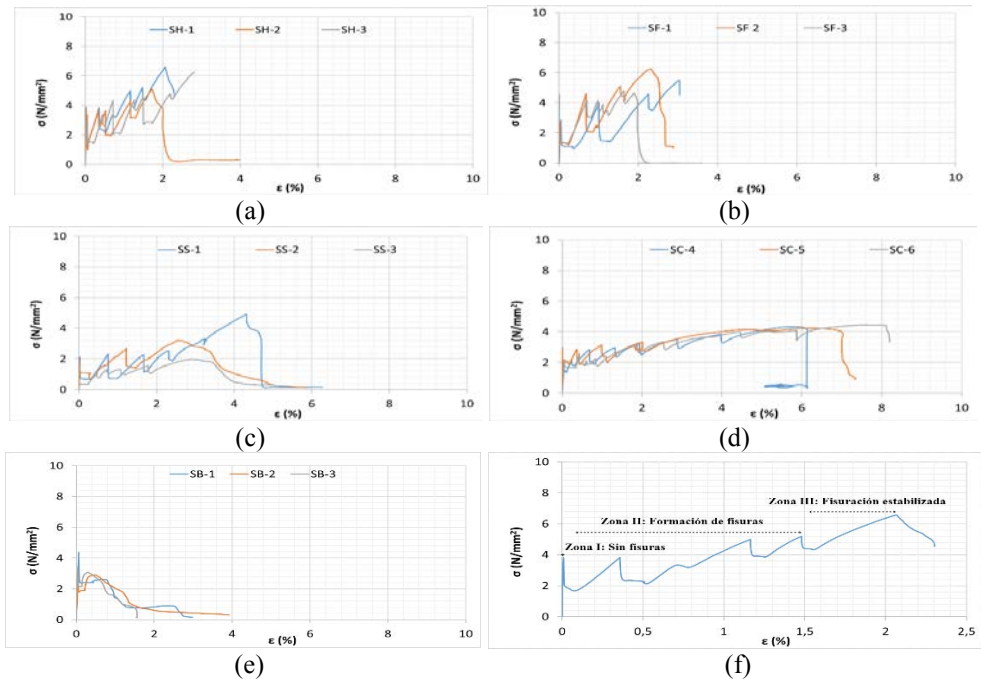


Figura 3. Diagrama Fuerza-Deformación del FRCM: (a) cáñamo, (b) lino, (c) sisal, (d) algodón, (e) basalto, (f) Identificación de zonas de comportamiento del FRCM

Observando los resultados mostrados en la figura 3 se pueden apreciar dos tipos de curvas esfuerzo-deformación distintas, una es el caso los FRCM de basalto mencionado anteriormente (donde la malla desliza cuando el mortero se fisura) y la otra, los FRCM de fibras vegetales que se caracterizan por un comportamiento de multifisuras, causada por la interacción malla-mortero después de fisurar el mortero. Analizando este comportamiento de multifisuras (el cual se corresponde con los resultados obtenidos por otros estudios [3]), se puede identificar tres zonas de comportamiento diferentes (ver figura 3f): una primera zona elástica-lineal sin fisura (donde el mortero y la malla se deforman en conjunto), luego una zona de formación de fisuras (caracterizada por interacción malla mortero en las diferentes secciones del espécimen) y por último, la zona de fisuración estabilizada (donde quien absorbe todas las tensiones es la malla).

3.3.3.- Tipos de Fallos

Durante los ensayos de los FRCM se produjeron 3 tipos de fallos: desprendimiento del mortero, rotura de la malla y deslizamiento de la malla (ver figura 4).

Los fallos por deslizamiento de la malla solo se produjeron en los especímenes de basalto donde una vez se alcanzó la tensión de fisuración del mortero, la malla de basalto comenzó a deslizar. Esto puede ser debido a la falta de adherencia entre la malla y el mortero.

En cambio, los fallos por desprendimiento del mortero y rotura de la malla se produjeron en los especímenes de fibras vegetales. En el caso del sisal todos los especímenes fallaron por desprendimiento del mortero, esto es debido a la mayor sección de la malla (hilos de 2.5 mm de diámetro) en comparación con los demás especímenes. En el caso de los FRCM de cáñamo, lino y algodón hubo también fallos por desprendimiento, pero en algunos casos se produjo la rotura de la malla (alcanzando la tensión de rotura de la malla), lo que indica un mayor aprovechamiento de las propiedades mecánicas de los hilos.

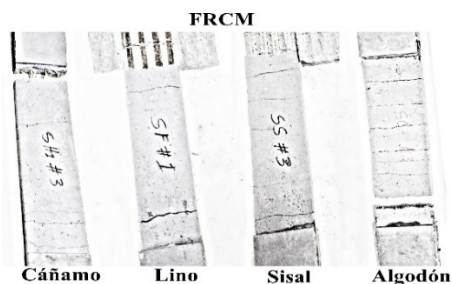


Figura 4. Fallos de especímenes de FRCM

El número de fisuras los FRCM de fibras vegetales difiere en los especímenes de diferentes mallas, esto debido a las diferencias en la capacidad de carga y deformación de cada malla, y los diferentes espesores de mallas utilizados. En los casos del FRCM de cáñamo, lino y sisal se puede apreciar como los especímenes muestran un comportamiento más rígido que los de algodón, consecuente con el comportamiento rígido de los hilos impregnados presentado en el apartado 3.1, alcanzando entre 3 y 6 fisuras (mayor en el caso de sisal). Sin embargo, en el caso del algodón se produjeron entre 7 y 9 fisuras, mostrando una buena interacción malla-matriz y un buen aprovechamiento de la capacidad de elongación de los hilos de algodón.

Tras estos resultados se puede ver la influencia de la relación malla-matriz en el FRCM, pues estos reflejan la necesidad de una buena interacción malla-matriz, para lograr desarrollar ese comportamiento de multifisuras esperado por el FRCM. Por lo que este estudio confirma que el comportamiento a tracción del FRCM, queda muy influenciado por la relación volumen de fibras-mortero, pues un exceso de fibras o de sección de la malla puede provocar el desprendimiento prematuro del mortero, y una mala adherencia entre el tejido y la matriz, puede provocar el deslizamiento del tejido embebido en la matriz.

4.- CONCLUSIONES

Se realizó un estudio experimental sobre el comportamiento de las fibras vegetales en el FRCM y la aplicación de un tratamiento basado en la impregnación de las mallas de fibras vegetales con poliéster. A raíz de este estudio se llega a las siguientes conclusiones:

- La impregnación con poliéster aumenta la resistencia mecánica y la rigidez en todos hilos de fibras vegetales utilizados, sobre todo en el caso del hilo de cáñamo donde se aumentó su resistencia aproximadamente en un 84% y el módulo de

elasticidad en un 92%. Por consiguiente, es necesario dosificar convenientemente la impregnación de resina porque modifica notablemente las propiedades de la fibra y puede alterar el comportamiento resistente que se desee conseguir.

- El FRCM de cáñamo fue el que alcanzó mayores niveles de tensión. Sin embargo, el FRCM de algodón mostró mayor capacidad de alargamiento, con una elongación próxima al 10 %, y un patrón de multifisuras superior a los demás FRCM ensayados.
- La mayor sección de la malla de sisal provocó una precipitación del inicio de fisuración del mortero y un fallo por desprendimiento más prematuro que los otros especímenes, lo que sugiere que el tipo de fallo del FRCM queda influenciado por las dimensiones relativas entre las fibras y el espesor de la matriz, así como por la rigidez del tejido.
- La impregnación de las mallas de fibras vegetales parece mejorar la adherencia con el mortero mostrando un comportamiento de multifisuras y alcanzando unos niveles de cargas superiores a los especímenes reforzados con basalto. Lo que sugiere la posibilidad de que los FRCM de fibras vegetales puedan alcanzar propiedades mecánicas comparables o superiores a los FRCM de fibras sintéticas.

REFERENCIAS

- [1] P. Wambua, J. Ivens, and I. Verpoest, “Natural fibres: Can they replace glass in fibre reinforced plastics?,” *Compos. Sci. Technol.*, vol. 63, no. 9, pp. 1259–1264, 2003.
- [2] D. Snoeck, P. A. Smetryns, and N. De Belie, “Improved multiple cracking and autogenous healing in cementitious materials by means of chemically-treated natural fibres,” *Biosyst. Eng.*, vol. 139, no. 1998, pp. 87–99, 2015.
- [3] R. S. Olivito, O. A. Cevallos, and A. Carrozzini, “Development of durable cementitious composites using sisal and flax fabrics for reinforcement of masonry structures,” *Mater. Des.*, vol. 57, pp. 258–268, 2014.
- [4] O. A. Cevallos and R. S. Olivito, “Effects of fabric parameters on the tensile behaviour of sustainable cementitious composites,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 69, pp. 256–266, 2014.
- [5] C. Menna, D. Asprone, M. Durante, A. Zinno, A. Balsamo, and A. Prota, “Structural behaviour of masonry panels strengthened with an innovative hemp fibre composite grid,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 100, pp. 111–121, 2015.
- [6] ICC Evaluation Service Inc., “Proposed Revisions to the Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems, Subject AC434-0213-R1 (ME/BG),” 2012.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Efecto de la fisuración a edades tempranas en la durabilidad de hormigones autocompactantes

G. Barluenga ⁽¹⁾, J. Puentes ⁽²⁾, C. Guardia ⁽¹⁾ y N. Flores ⁽³⁾

⁽¹⁾ Departamento de Arquitectura, Universidad de Alcalá, España.

⁽²⁾ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, España.

⁽³⁾ E.T.S. Arquitectura, Universidad Europea de Canarias, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5615>

RESUMEN

Para evaluar la mejora producida por diferentes adiciones, tales como filler calizo, microsilice, nanosilice y metacaolín, en la durabilidad química de HAC, se ha llevado a cabo un estudio experimental con dos objetivos. Primero, se evaluó la permeabilidad al aire y al agua en muestras de HAC no fisuradas de 5 años de edad y se constató que los valores de la permeabilidad al aire fueron similares en los HAC con y sin adiciones minerales. Posteriormente, se evaluó la resistencia de HAC frente a ambientes agresivos, relacionando la permeabilidad del material con ensayos comportamiento del material en entornos ácidos, como son el ácido acético y el ácido sulfúrico. Se observó que la resistencia química frente a ambientes ácidos depende no sólo de la permeabilidad del material, sino que también depende del tipo de ácido empleado y de la adición mineral.

PALABRAS CLAVE: Hormigones autocompactantes, adiciones minerales, permeabilidad, ataque ácidos, durabilidad.

1.- INTRODUCCIÓN

Los Hormigones autocompactantes (HAC) de resistencias moderadas suelen incorporar adiciones minerales de tipo filler para incrementar el volumen de pasta. Estos hormigones tienen las mismas características en estado endurecido que los hormigones convencionales. La combinación de adiciones minerales puede mejorar las prestaciones en las propiedades a edades tempranas y en estado endurecido de HAC como se ha descrito en investigaciones previas [1, 2, 3, 4].

Las adiciones modifican la microestructura el HAC endurecido ya que el pequeño tamaño de las partículas actúan como puntos de nucleación para los productos hidratados, así como por la actividad puzolánica en el caso de las adiciones reactivas [1, 5]. Asimismo, la red de poros se modifica, dando lugar a diferencias en la porosidad total y diámetro medio de poro del material y por lo tanto cambiando también la permeabilidad intrínseca del HAC [1].

En general, se considera que este aporte de partículas finas a la mezcla mejora la durabilidad del hormigón al incrementar la compacidad. Sin embargo, las adiciones

minerales también afectan al proceso de hidratación y la formación de la microestructura, lo que condiciona la resistencia química del material. En consecuencia, el comportamiento a largo plazo condiciona la durabilidad y la ésta está relacionada con la permeabilidad y la resistencia química del material, que depende de la composición de la fase pasta. Además, los ataques químicos modifican la estructura del material y su permeabilidad, lo que condiciona la durabilidad del material frente a este tipo de ataques [6].

El objetivo de la presente investigación es la evaluación de la influencia de adiciones de distinto tipo y con diferente tamaño de partícula en la durabilidad de los HAC. Se ha realizado un programa experimental para analizar la permeabilidad al aire y al agua, así como el efecto de ataques de ácidos acético y sulfúrico, en muestras almacenadas en el laboratorio durante 5 años.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales

La Tabla 1 recoge las diferentes composiciones de la serie básica de HAC usadas en el estudio y su fluidez en estado fresco y describe las modificaciones de la serie básica incluidas en el estudio.

Tabla 1. Composición de los HAC de la serie básica.

	HRefg	HCA	HCAm	HCA _n	HCA _m k
Cement I 42,5 R	700	350	350	350	350
Limestone Filler	-	350	315	332	332
Water (*)	198.75	204	204	142	204
HRWRA.	10.50	5.25	5.25	5.25	-
Micro-Silica	-	-	35	-	-
Nano-Silica	-	-	-	79.5	-
Metakaolin	-	-	-	-	17.50
Gravel (4-20[mm])	790	790	790	790	790
Sand (0-4 [mm])	691	691	691	691	691
w/c (**)	0.36	0.71	0.71	0.71	0.71
w/fines (cem. + add.) (**)	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
d ₅₀ (***) [mm]	875	815	750	795	865
C _b E(***) %	37%	29%	36%	79%	43%

(*) Liquid water added.

(**) The amount of water included in the components (sand humidity 6.25%, HRWRA and nanosilica) was also considered.

(***)UNE 83362 :2007- Self-compacting concrete. Characterization of the flowability through rebars. Slump-flow test with J-ring (d₅₀: slup flow diameter, C_bE: blocking coefficient).

HCA50 contiene 50% de filler calizo respecto a HCA y HCA75 un 75%.

Las dosificaciones de HCA-f tienen la misma composición que HCA, cambiando la cantidad de fluidificante.

HCAMS50 y HCAMS25 contienen 5% y de microsílíce respectivamente.

HCANS25 contiene el 2,5 % de nanosílíce. HCAMC25 contiene el 2,5 % de metacaolín

Inicialmente se diseñó una mezcla de referencia sólo con cemento (HRefg). A esta mezcla se le sustituyó el 50% del cemento por filler calizo (Tipo P1-Betocarb, suministrado por Omya Clariana S.L.), HCA. A esta dosificación se le sustituyó parcialmente el filler calizo por 3 tipos diferentes de adiciones minerales:

- Microsilice (m) Meyco MS610, suministrado por BASF, con una densidad de 2.3g/cm³ y una densidad aparente de 0.23g/cm³ con un contenido de SiO₂ mayor al 90%.
- Suspensión acuosa de nanosilice (n) Meyco 685 MS suministrado por BASF, con una densidad de 1.134+0.003 g/cm³ a 20°C. El contenido sólido de la suspensión (100°C) es del 22±1.5%.
- Metacaolin (mk), Optipozz™, fabricado por Burgess Pigment Company y suministrado por Omya Clariana S.L.

La relación agua/finos se mantuvo constante en 0.36 para todas las dosificaciones y la cantidad de aditivo superplastificante fue de 1.5% respecto al peso del cemento en todos los casos menos en HCA-f en la que se utilizaron 0,5, 1 % y 1,5% junto con un 1,6 % de un agente modulador de la viscosidad Rheomatrix 175 suministrado por BASF.

Las diferentes dosificaciones se utilizaron para la fabricación de muestras que se usaron para la caracterización física y mecánica a 28 días. Algunas de estas muestras se mantuvieron en unas condiciones ambientales constantes en el laboratorio (22±2°C y 60±10 HR) hasta su ensayo a los 5 años de edad.

2.2.- Métodos experimentales

Las muestras se caracterizaron a 28 días y a 5 años de edad. Los procedimientos de ensayo de caracterización a 28 días ha sido previamente publicados [1]. En este apartado se describen los procedimientos de ensayo utilizados para la medida de la permeabilidad y el ensayo de resistencia frente al ataque de ácidos sobre muestras de 5 años de edad.

La permeabilidad al aire y al agua se midió en muestras de HAC almacenadas durante 5 años en condiciones de laboratorio. Para ello se utilizó un equipo (PorosiscopTM) cuyo funcionamiento está basado en el método de Figg [7]. Se ensayó sobre muestras cilíndricas de 150x300mm (no fisuradas) con una cámara de presión. La permeabilidad al aire se ha determinado con el tiempo que requiere la presión negativa dentro de la cámara para pasar de -55 a -50 kPa. Por otro lado, la permeabilidad al agua se ha determinado con el tiempo que requiere 0.01ml en salir de la cámara de presión a través de la muestra de HAC [8]. La resistencia frente al ataque de ácidos acético y sulfúrico se realizaron en muestras (no fisuradas) de 100mm x 50mm x 30mm, de las mismas dosificaciones de HAC incluyendo también dosificaciones con cambio de porcentaje de fluidificante. Estas se introdujeron en una disolución de ácido acético al 5% g/g en masa con un pH inicial de 7 y en una disolución de ácido sulfúrico al 5.21% g/g en masa con un pH inicial de 2. El peso, evolución del pH, densidad, porosidad abierta y UPV se midieron a los 1, 3, 7, 28, 56, 90 y 180 días [9]. Las disoluciones de ambos ácidos se renovaron a los 28, 56 y 90 días respectivamente.

3.- RESULTADOS Y ANÁLISIS

Se presentan a continuación los resultados experimentales del estudio. En un primer apartado se resumen los resultados de caracterización física y mecánica de muestras a 28 días, que se han publicado en mayor extensión en un artículo previo [1]. Posteriormente se presentan los resultados de muestras conservadas en condiciones de laboratorio durante 5 años de permeabilidad y de resistencia frente al ataque de ácidos acético y sulfúrico.

3.1.- Caracterización física y mecánica del material en estado endurecido (28 días)

La Tabla 2 recoge los resultados obtenidos en el ensayo de porosimetría de mercurio en pastas. Se observa cómo la sustitución del 50% de cemento por filler calizo incrementa la porosidad total de la pasta así como el diámetro promedio de los poros. Por otro lado, el uso de microsílíce no modifica estos valores mientras que el uso de nanosílíce y metacaolín hace que los valores sean muy similares a los resultados obtenidos en el HAC sólo con cemento (HRef). Este efecto es debido a la reactividad de las adiciones, a su capacidad para rellenar los poros entre el cemento y a actuar como puntos de nucleación de los productos de hidratación del cemento [1]. La densidad aparente, porosidad abierta, resistencia a compresión y los ultrasonidos (UPV) ensayados en las diferentes dosificaciones de HAC se resumen en la Tabla 3.

Tabla 2. Porosimetría de Mercurio en pastas [1].

Composición de la pasta	Porosidad [%]	Diametro medio de poros 4V/A [μm]
pHRefg	7.60	0.3635
pHCA	8.92	0.5839
pHCAm	8.83	0.5894
pHCAn	5.02	0.4166
pHCAmk	6.48	0.3677

Tabla 3. Propiedades físicas, Resistencia a compresión, ultrasonidos (UPV) y módulo de Young de las muestras de HAC.

Composicion	HRefg	HCA	HCAm	HCAn	HCAmk
Densidad aparente [g/cm^3]	2.38	2.31	2.33	2.31	2.25
Porosidad abierta [%]	0.53	2.35	2.15	2.44	1.57
Resist. Compresión [MPa] 7d	47.10	25.50	31.15	25.50	30.50
UPV [m/s]	4701.50	4660.70	4757.50	4369.00	4566.00
E_s [GPa] 7d	48.72	44.57	52.33	44.44	43.28

El filler calizo y las adiciones minerales redujeron la densidad aparente y la porosidad accesible al agua. La sustitución del 50% del cemento por filler calizo redujo la resistencia a compresión a la mitad, mientras que la incorporación de adiciones minerales mitigó esta reducción. El módulo de Young se mantuvo entre 45 y 50 GPa, lo que implica que la rigidez del HAC endurecido no se ve afectada por el uso de adiciones minerales.

3.2.- Permeabilidad al aire y al agua (muestras de 5 años de edad).

La Tabla 4 presenta los tiempos obtenidos en los ensayos de permeabilidad al aire y al agua, donde cuanto mayor es el tiempo, menor es la permeabilidad. La mezcla HRefg es la que presenta los mejores resultados tanto en permeabilidad al aire como al agua. Por otro lado, las dosificaciones con filler calizo y adiciones minerales (HCAns y HCAmk), muestran mejor permeabilidad al aire en comparación con HCA y HCAMS. Sin embargo, en términos de permeabilidad al agua no existe apenas diferencia entre éstas. En un trabajo previo se observó que estas diferencias de permeabilidad asociadas a los cambios en la composición del HAC se anulan en el caso de que el elemento de hormigón haya sufrido fisuración en las edades tempranas debido a retracción por secado [10].

Tabla 4. Air and Water Permeability

Composition	Control sample (un-cracked)	
	Air perm. (s)	Water perm. (s)
HRefg	293	193
HCA	90	46
HCAm	75	41
HCAn	106	24
HCAmk	210	36

3.3.- Resistencia a ataques ácidos (muestras de 5 años de edad).

Se estudió el comportamiento de muestras no fisuradas de las diferentes composiciones de HAC frente al ataque de un ácido débil (ácido acético) y de un ácido fuerte (ácido sulfúrico). En este artículo se han seleccionado tres parámetros para identificar el efecto de la composición en la resistencia frente a ácidos durante el tiempo de ensayo: la pérdida de peso en porcentaje de la muestra, la porosidad accesible al agua y el módulo de compresibilidad (K) medido mediante la propagación de ondas ultrasónicas de compresión (p) y cortante (s).

3.3.1.- Ácido acético

Pérdida de peso.

La Figura 2 muestra la evolución de la pérdida de peso en las diferentes dosificaciones a lo largo del ensayo. Se puede observar un comportamiento parecido de todas las dosificaciones. Existe una primera fase de pérdida de peso progresiva a una velocidad lenta, incluso en algún caso como es en HCA tiene una ligera ganancia de peso. En una segunda etapa y a partir del día 28 (excepto en la dosificación con metacaolín que ocurre a los 56 días) la pérdida de peso se acelera, lo que significa que el nivel de daño es más importante. La dosificación de referencia (HRef, dosificación sólo con cemento y sin adiciones) es la mezcla que sufre menos pérdida de peso la mitad que en el caso de los HAC con adiciones. Se aprecia como las dosificaciones que más peso pierden son las que llevan adiciones minerales activas (HCAMS, HCANS y HCANS). El porcentaje máximo de pérdida de peso es del 16%, no pasando en el caso del HREFG del 8%.

Por otra parte, la cantidad de adición activa no parece influir de manera importante en este parámetro. Por lo tanto se puede decir que el uso de adiciones minerales afecta a la resistencia frente al ataque de un ácido débil como el ácido acético en la pérdida de peso de

la muestra. La modificación de la cantidad de fluidificante también influye, haciendo que la pérdida de peso sea mayor en los HAC con un menor contenido de aditivo o en el caso en que se combinaron un aditivo fluidificante con un modulador de la viscosidad.

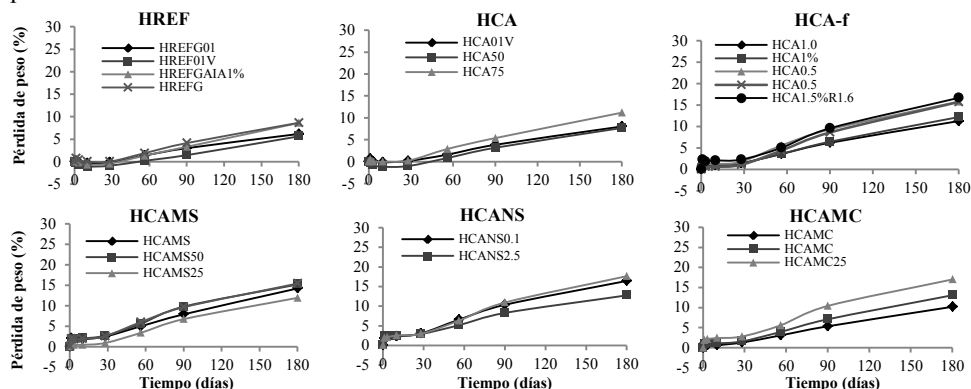


Figura 2. Pérdida de peso (%) por el ataque de ácido acético durante 180 días.

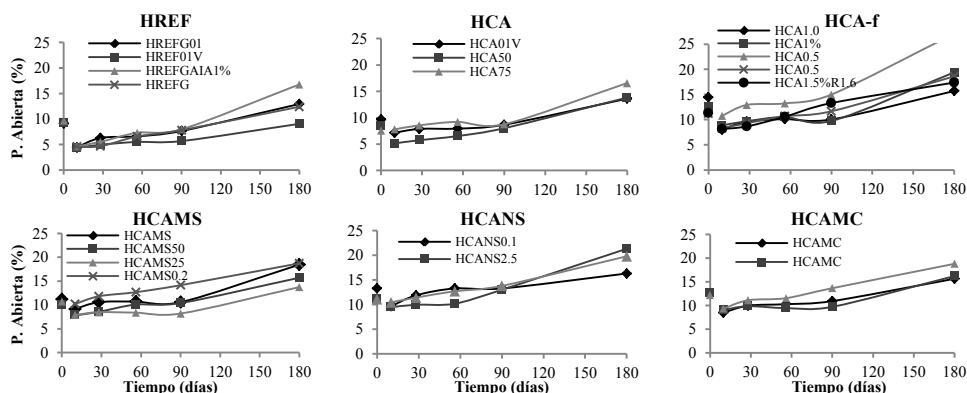


Figura 3. Porosidad abierta (%) por el ataque de ácido acético durante 180 días.

Porosidad abierta (accesible al agua).

La Figura 3 presenta la evolución de la porosidad abierta accesible al agua de las diferentes dosificaciones de HAC durante el tiempo que duró el ensayo de ataque en ácido acético. Al igual que ocurre con la pérdida de peso, los resultados de porosidad abierta muestran dos etapas diferentes en el comportamiento en el tiempo para todas las dosificaciones estudiadas. Se observa una primera etapa en la que el aumento de la porosidad abierta es moderado e irregular, y una segunda etapa en la que el aumento es más rápido y con un crecimiento lineal. La primera fase está comprendida entre el inicio del ensayo y los 90 días y la segunda entre los 90 y los 180 días. No hubo diferencias significativas en la evolución de la porosidad abierta, aunque las dosificaciones con adiciones activas sufrieron un mayor aumento, llegando al 19-21%.

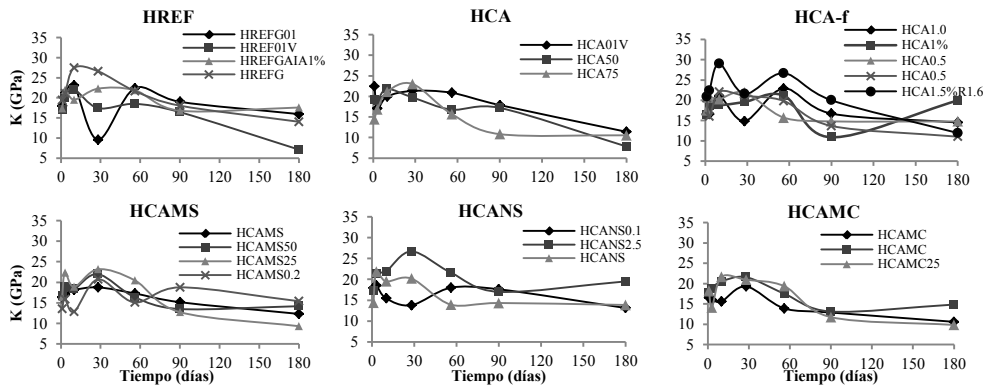


Figura 4. Módulo K (GPa) por el ataque de ácido acético durante 180 días.

Módulo K (Módulo de compresibilidad).

En la Figura 4 se puede observar la evolución del módulo de compresibilidad K medido mediante ondas de ultrasonidos p y s durante los 180 días de ataque de ácido acético en las diferentes dosificaciones de HAC. De nuevo se observan dos etapas en el proceso. En la primera, el módulo K muestra un comportamiento irregular, aumentando en los primeros días para después disminuir y posteriormente volver a aumentar. En la segunda etapa, el módulo sufre una caída pronunciada hasta los 180 días. El momento del cambio entre una fase y otra se produce aproximadamente en a los 56 días de ensayo. La dosificación con menor módulo de K al final del ensayo es HCA (7GPa) y la que tiene mayor módulo es HCAns (19,50 GPa). HCA-f, que corresponde con las dosificaciones que incorporan diferentes cantidades de fluidificante, se comporta de forma diferente en comparación con HCA (1,5% de fluidificante), sufriendo variaciones mucho más pronunciadas en la primera etapa del ensayo y llegando a un valor de K más alto al final del ensayo (12-19GPa).

3.3.2.- Ácido Sulfúrico

Pérdida de peso.

La Figura 5 muestra la evolución de la pérdida de peso en las diferentes dosificaciones a lo largo del ensayo. La evolución de la pérdida de peso presenta de nuevo dos etapas de comportamiento. La primera, en la que la pérdida es menos pronunciada que la segunda, está comprendida entre el inicio del ensayo y los 28 días en todas las dosificaciones menos en HCAns y HCAMc, donde esta etapa alcanza los 56 días. En la segunda etapa, el aumento es más pronunciado y se ajusta a un crecimiento lineal. Al contrario de lo que ocurre con el ácido acético, las dosificaciones sólo con cemento son las más afectadas en términos de pérdida de peso, siendo muy superior en todo el ensayo y llegando a al 55%, mientras que el resto de dosificaciones no superan el 20%. En HCA-f no se ven cambios significativos respecto a HCA. Igualmente se puede observar cómo en HCANS y en HCAMC, la cantidad de adición mineral activa que se añade también influye en el comportamiento final.

Efecto de la fisuración a edades tempranas en la durabilidad de hormigones autocompactantes

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

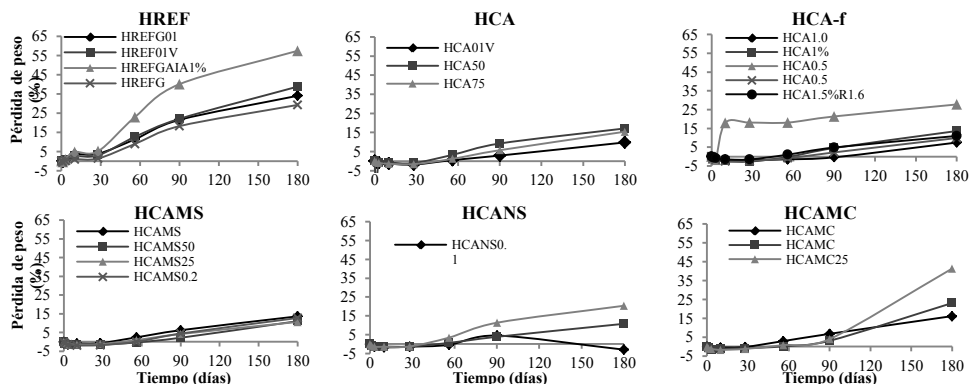


Figura 5. Pérdida de peso (%) por el ataque de ácido sulfúrico durante 180 días.

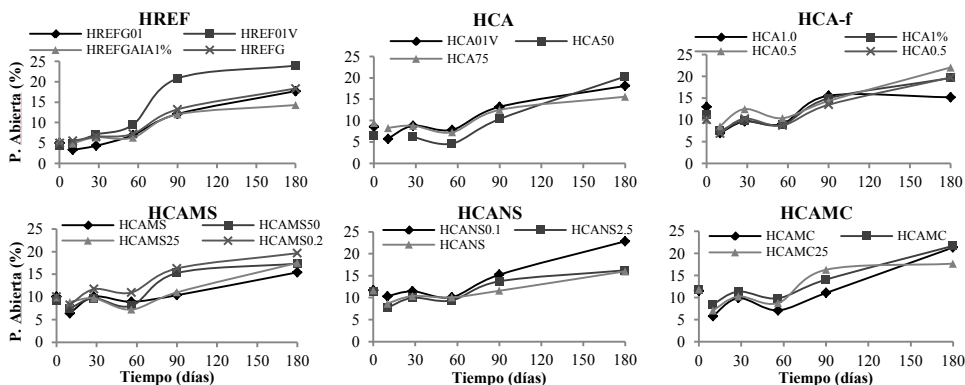


Figura 6. Porosidad abierta (%) por el ataque de ácido sulfúrico durante 180 días.

Porosidad abierta (accesible al agua).

En la Figura 6 se presentan los resultados de la evolución del porcentaje de porosidad abierta durante el ensayo de ataque de ácido sulfúrico en HAC. Nuevamente se observan dos etapas: La primera hasta el día 56 y la segunda de 56 a 180 días. Aquí se observa cómo hasta el día 28 el porcentaje de la porosidad abierta aumenta. Posteriormente sufre una caída hasta el día 56. En la segunda fase existe un crecimiento lineal y pronunciado, con valores de porosidad abierta entre el 15 y 20%. Las dosificaciones con adiciones minerales presentan una mayor porosidad abierta en comparación con los resultados obtenidos en las mezclas sólo con cemento o con cemento y filler calizo (HRef y HCA). La cantidad de fluidificante también produce un incremento de porosidad abierta, asemejándose a la observada en las dosificaciones con adiciones activas.

Módulo de Compresibilidad (K).

La Figura 7 muestra la evolución del módulo K de las diferentes dosificaciones durante el ataque de ácido sulfúrico a lo largo de los 180 días que dura el ensayo. En este caso, la primera etapa está comprendida entre el inicio del ensayo y los 90 días. El comportamiento

en este intervalo es irregular, ya que en algunos casos se miden incrementos del módulo, muy posiblemente relacionados con la humedad de las muestras. HCA presentó el módulo K más elevado en la primera fase y el más elevado al final del ensayo lo presenta HCAMS. En esta última se puede ver como la cantidad de adición influye en el comportamiento final de la muestra estando los resultados entre 9 y 21 GPa. La dosificación con el resultado más bajo es HCAMC, alcanzando 6GPa.

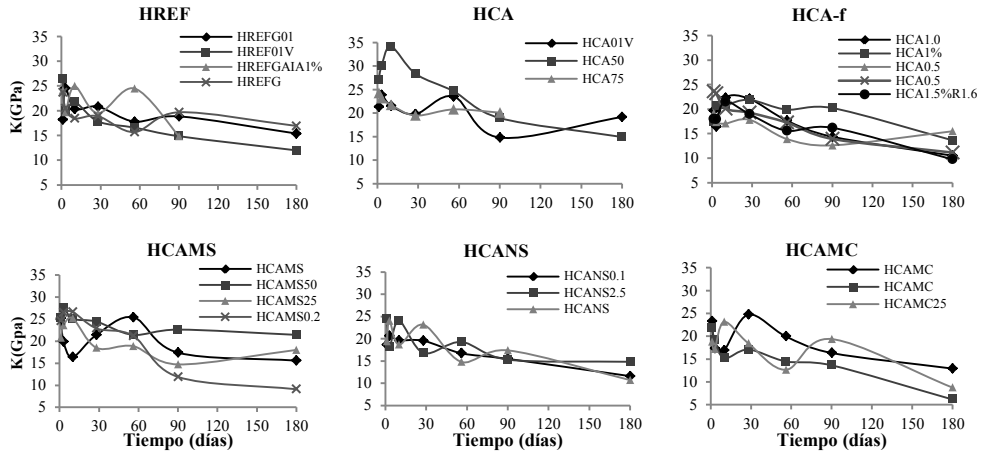


Figura 7. Módulo K (GPa) por el ataque de ácido sulfúrico durante 180 días.

4.- CONCLUSIONES

Se ha estudiado el efecto de filler calizo, microsíllice, nanosíllice y metacaolín, en la durabilidad de Hormigones Autocompactantes (HAC), midiendo la permeabilidad al aire y al agua y la resistencia frente al ataque de ácidos acético y sulfúrico en muestras almacenadas durante 5 años en el laboratorio. Se comparó una dosificación de referencia sin adiciones (HRef) con otra en la que el 50% del cemento fue sustituido por filler calizo (HCA) y a su vez éste se sustituyó parcialmente por las adiciones minerales reactivas de diferente tamaño de partícula (HACMS, HCANS y HCAMC). Las conclusiones fueron:

- El HAC con filler calizo y microsíllice (HCAMS) incrementa la porosidad total y el diámetro medio de poro en comparación con la dosificación sólo con cemento (HRef).
- Las adiciones minerales con menor tamaño de partícula (nanosíllice y metacaolín) mejora las propiedades físicas y mecánicas del material y reduce la permeabilidad intrínseca del material al aire, con valores similares a un HAC sólo con cemento.
- Todos los HAC estudiados muestran dos fases en el proceso de daño ante el ataque de ácidos acético y sulfúrico. En la primera el daño aumenta lentamente en un periodo de de entre 30 y 60 días y en la segunda éste progresa rápidamente.
- La dosificación HRef sufre un nivel de daño menor ante los ataques de ácido acético que las dosificaciones con adiciones minerales porque es la dosificación más impermeable tanto al aire y al agua. Se demuestra que las propiedades de transporte del material condicionan la resistencia frente al ataque de este ácido débil.

- Por el contrario, HRef es la dosificación que sufre un mayor nivel de daño frente al ataque con ácido sulfúrico. Se observó que en el caso de este ácido fuerte la resistencia química es más importante que los parámetros físicos de transporte. Las fases propias de la hidratación del cemento son más susceptibles de ser atacadas por este ácido fuerte que las fases derivadas de la puzolanidad de las adiciones minerales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Junta de Comunidades de Castilla La Mancha la financiación del proyecto PII-2014-022-P (cofinanciado por el Fondo Social Europeo) y al Ministerio Español de Economía y Competitividad por la financiación de los proyectos BIA2013-48480-C2-2-R y BIA2016-77911-R (cofinanciado por el Fondo Social Europeo).

REFERENCIAS

- [1] G. Barluenga, I. Palomar, J. Puentes, Hardened properties and microstructure of SCC with mineral additions. *Construction and Building Materials*, 94 (2015) 728-736.
- [2] A.M. Poppe, G. De Schutter, Cement hydration in the presence of high filler contents, Elsevier Ltd, *Cement and Concrete Research*, 35(2005) 2290-2299.
- [3] R. Siddique, J. Klaus, Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review, *Applied Clay Science*, 43,3-4 (2009) 392-400.
- [4] G. Barluenga, I. Palomar, J. Puentes, Early age monitoring of self-compacting concrete with mineral additions., *Construction and Building Materials*, 77 (2015) 66-73.
- [5] K.L. Scrivener, J.R. Kirkpatrick, Innovation in use and research on cementitious material, *Cement and Concrete Research*, 2, 38, (2008)128-136.
- [6] Borosnyói, A., Long term durability performance and mechanical properties of high performance concretes with combined use of supplementary cementing materials. *Construction and Building Materials* 112 (2016) 307-324.
- [7] J. Figg, M. Leeming, Impact of Non-Destructive Testing. *Proceedings of the 28th Annual British Conference on Non-Destructive Testint.* [ed.] C. Brook y Hanstead P.D. Sheffield : Pergamon Press, (1989).
- [8] NDT James Instrument Inc. Non destructive testing Systems. Operating Instructions. P-6050 & P-6000 - Poroscope Plus. Chicago, U.E.A
- [9] F. Girardi, R. Di Maggio, Resistance of concrete mixtures to cyclic sulfuric acid exposure and mixed sulfates: Effect of the type of aggregate. *Cement & Concrete Composites* 33 (2011) 276–285.
- [10] Barluenga, G. Puentes, J. y Guardia, C. “Effect of curing conditions on sustainable SCC durability”. 14th DBMC 14th Int. Conf. on Durability of Buildings Materials and Components. RILEM Publications (2017) pages 163-164. ISBN: 978-2-351558-159-9.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Determinación analítica y experimental de la resistencia a tracción de probetas de hormigón reforzadas con fibras de acero

S. Lorente ⁽¹⁾, C. Molins ⁽²⁾ y S. Ocete ⁽³⁾

⁽¹⁾ Departamento de Tecnología de la Arquitectura, Universitat Politècnica de Catalunya, España.

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya, España.

⁽³⁾ Responsable gestió i obres Zona Portuària Nord, Ports de la Generalitat, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5616>

RESUMEN

Las propiedades mecánicas del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) están íntimamente ligadas a la cuantía, tipología y orientación de las fibras. Determinar de manera fiable la resistencia a tracción del HRFA es un tema aún no resuelto y que está siendo investigado a nivel internacional. La tomografía mediante rayos X se ha erigido como una de las herramientas más eficaces para determinar la posición y orientación de las fibras. Por otra parte, en los últimos años se han propuesto y desarrollado diferentes modelos para simular el comportamiento resistente y determinar la capacidad a tracción del HRFA. Uno de estos métodos se basa en la superposición del compartimento individual de las fibras en la sección de fisura en función de la orientación. De los resultados obtenidos en una primera campaña experimental en que se tomografiaron los testigos que posteriormente fueron ensayados a tracción uniaxial, se ha derivado analíticamente su resistencia a tracción uniaxial. La comparación de los datos analíticos con los obtenidos en los ensayos permite contrastar la idoneidad de la formulación planteada. Así mismo, el estudio de los resultados permite analizar la influencia de la cuantía y la orientación de las fibras en la resistencia del material.

PALABRAS CLAVE: resistencia a tracción, hormigón con fibras, tomografía, modelo constitutivo

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- Modelos constitutivos del HRFA

Conseguir un modelo que describa de manera fiable el comportamiento del HRFA es el paso previo e imprescindible para obtener ecuaciones que permitan optimizar el diseño estructural. La gran variedad de parámetros y fenómenos envueltos, hacen que todavía dicha ley constitutiva no se haya determinado. En todos los modelos actuales se tiene en

cuenta el efecto de las fibras como elemento puente para transmitir los esfuerzos una vez iniciada la fisuración.

Existe un primer grupo de modelos, adoptados recientemente en varias normativas, en los que el comportamiento del HRFA se representa con diagramas tensión - ancho de fisura o tensión –deformación. Tienen la ventaja de proporcionar una visión física real del mecanismo resistente y de expresarse en los mismos términos que los diagramas del acero y del hormigón. En el segundo grupo de modelos se encuentran el análisis inverso y el análisis directo, los cuales se basan en validar y ajustarlas ecuaciones constitutivas propuestas mediante su contraste con resultados experimentales. Estas ecuaciones constitutivas pueden definirse por tramos o como una ecuación continua.

1.2.- Modelo constitutivo por superposición

Para predecir el comportamiento del HRFA, Laranjeira [1] propuso una relación entre la tensión y el ancho de fisura, en el que la resistencia se obtiene como la suma de la contribución del hormigón y la suma de la contribución individual de cada una de las fibras de acero presentes en el plano de rotura.

$$\sigma_{HRFA}(\omega) = \sigma_{Hormigón}(\omega) + \Sigma \sigma_{Fibras}(\omega) \quad (1)$$

Para el cálculo de la resistencia a tracción aportada por la matriz de hormigón se utiliza la ecuación propuesta por Gopalaratnam[2], donde k es una constante de valor $39,8 \text{ mm}^{-1}$ y la resistencia media a tracción del hormigón f_{ctm} se obtiene de la expresión del Eurocódigo 2:

$$\sigma_{Hormigón}(\omega) = f_{ctm} \cdot e^{-k\omega} \quad (2)$$

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{ck}+8}{10}\right) & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3)$$

Para determinar la contribución de las fibras de acero (σ_{Fibras}), el modelo precisa del número de fibras presentes en la sección de rotura N_{θ_i} y de la respuesta de cada fibra en el ensayo de arranque individual $P_{\theta_i}(\omega)$, ambos parámetros relacionados con la orientación de la fibra θ_i respecto a la sección de rotura, siendo A_{sec} el área de dicha sección

$$\sigma_{Fibras}(\omega) = \frac{\Sigma(P_{\theta_i} \cdot N_{\theta_i})}{A_{sec}} \quad (4)$$

Para obtener la respuesta mecánica asociada a cada orientación, el modelo parte de datos experimentales previos de ensayos de arrancamiento de fibras aisladas alineadas con la carga. Es decir, para calcular el comportamiento de fibras inclinadas, se necesitan ensayos previos a arrancamiento de fibras alineadas con la carga y embebidas en una matriz de hormigón de las mismas características que de la que se quieren predecir los resultados analíticamente.

1.3.- Comportamiento de fibras de acero aisladas en ensayos de arranque

Entender los mecanismos que se producen al arrancarse las fibras es imprescindible para comprender el comportamiento del material, siendo diferentes en fibras lisas y en fibras acabadas en gancho, así como también dependiendo de la orientación del esfuerzo. En la 'Figura 1' se muestra el comportamiento de una fibra aislada con gráficos fuerza – apertura de fisura, para fibras lisas y acabadas en gancho. Aun siendo a diferente escala, los gráficos comparten una misma forma, en función del fenómeno físico al que hacen referencia. Estos puntos se obtienen por análisis inverso de múltiples ensayos de extracción de fibras.

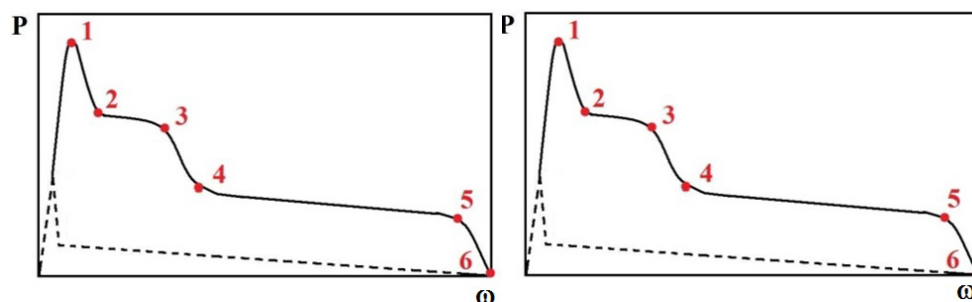


Figura 1. Diagrama fuerza – abertura de fisura en fibras inclinadas lisas o con gancho

El primer mecanismo que desarrollan las fibras es la resistencia a deslizar a través de la matriz. Una vez se pierde la adherencia, la fibra se alinea con la carga aplicada provocando una exfoliación progresiva de la matriz en la sección de salida de la fibra[3] y alcanzando la carga pico representada por el punto 1. En las fibras acabadas en gancho [4], el anclaje mecánico implica que han de sufrir deformaciones plásticas para ser arrancadas. En el proceso de deformación del gancho, puntos 2 a 4, y hasta su completo alisado, intervienen estados locales de esfuerzos cortantes y de flexión, influenciados por el diámetro de la fibra, el límite elástico del acero y la resistencia de la matriz. En todos los casos, una vez se pierde la adherencia, la resistencia es también debida a la fricción debido al deslizamiento de la fibra. Este proceso continúa hasta que la fibra embebida remanente en la matriz alcanza una longitud crítica, momento en el que comienza la etapa previa a la extracción de la fibra.

2.- CAMPAÑA EXPERIMENTAL

2.1.- Descripción de la campaña

Los datos experimentales de este artículo se han obtenido de una serie de probetas realizadas en 2008 por Guàrdia y Molins [5]. Con posterioridad al ensayo, las probetas fueron perforadas en las tres direcciones del espacio para obtener testigos de 100mm de diámetro y se realizaron tomografías para determinar la posición exacta de las fibras. La campaña experimental inicial estaba formada por 48 probetas prismáticas (600x150x150mm) de hormigón de alta trabajabilidad en fresco. La mitad de las probetas se realizaron con un hormigón de resistencia normal (serie A) y la otra mitad con uno de

alta resistencia (serie B). Para cada serie se hicieron cuatro amasadas con diferentes cuantías de fibras (0, 20, 40 y 60 kg/m³) y se realizaron seis probetas idénticas etiquetadas de F1 a F6. Las fibras son Dramix RC 80/60 BP de 60mm de longitud y 0,71mm de diámetro acabadas en gancho y un límite elástico de 2300N/mm².

En esta campaña se emplearon las probetas de la amasada A20. Dicho hormigón presentó una resistencia a compresión ($f_{cm,28}$) de 46.47 N/mm², una resistencia a tracción de la matriz de hormigón sin fibras con el ensayo brasileño de 3,99 N/mm² y un módulo elástico de 35800N/mm². En la Tabla 1 se muestra la dosificación empleada mientras que en la ‘Figura 2’ se muestra el esquema y la nomenclatura utilizados para designar cada uno de los 10 testigos. Las últimas dos letras indican la dirección de perforación y la posición del testigo dentro de la probeta.

Tabla 1. Dosificación del hormigón de la amasada serie A20 (resistencia normal)

Dosificación	Materiales	A20 (kg/m ³)
Cemento	Uniland CEM I 52,5	334
Filler	Calcáreo	100
Agua	Red Barcelona	177
Grava 12/20	Calcáreo	308,11
Gravilla 5/12	Calcáreo	449,52
Arena 0/5	Calcáreo	338,56
Arena 0/2	Calcáreo	602,63
Aditivo	SikaViscocrete 5920	6,3534
Fibras	Dramix RC 80/60 BP	20
Peso total	-	2236,17

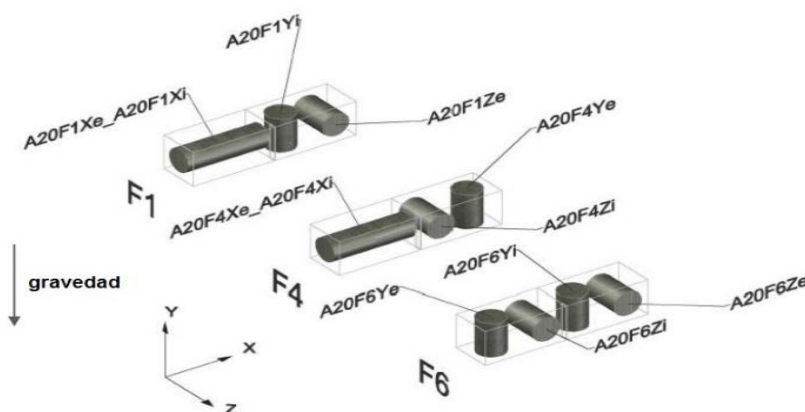


Figura 2. Denominación de los testigos extraídos de las diferentes probetas

2.2.- Orientación de las fibras

Todas las probetas ensayadas a tracción fueron tomografiadas con anterioridad con el objetivo de caracterizar la distribución y orientación de las fibras. La tomografía axial computerizada (TAC) es un ensayo no destructivo que permite obtener una imagen de la sección transversal de una pieza, en función de la capacidad de cada material de absorber más o menos radiación. En la campaña experimental, se realizó una tomografía por cada mm de espesor y posteriormente a través de un software propio se generó un modelo 3D de la probeta, a partir de la cual se obtuvo el número de fibras, y su orientación tanto en la matriz como en la sección de rotura [6].

2.3.- Ensayo de tracción uniaxial

Para realizar el ensayo se siguieron las recomendaciones propuestas por la RILEM [7] y en programas experimentales anteriores [1, 8]. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC con una máquina dinámica de ensayos mecánicos Instron 8505 con sistema servohidráulico axial con control por lazo cerrado. El software utilizado para controlar la máquina y almacenar los datos del ensayo fue el FastTrack 2 de Instron.

Con el fin de crear una sección débil por donde rompiera la probeta se hizo una entalla central de 2mm de ancho y 10mm de profundidad. Una vez calibrado el sistema y fijada la probeta a los platos con resina, se colocan los extensómetros alrededor de la probeta y se realiza el ensayo utilizando el desplazamiento como variable de control. De los 10 ensayos realizados, la A20F4Xi y la A20F6Zi rompieron fuera de la sección entallada y la A20F1Ze se rompió por error en la fase de preparación.

3.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.1.- Curva tensión desplazamiento

La primera fase en el comportamiento a tracción del HRFA es el instante en el que la matriz de hormigón fisura (S1). Como se observa en la ‘Figura 3’, una vez la matriz ha fisurado experimenta un descenso brusco de la resistencia para posteriormente alcanzar la tensión máxima residual (S2), directamente relacionada con la capacidad resistente de las fibras. La fase final corresponde a la abertura máxima de fisura (S3) donde la tensión residual es cero.

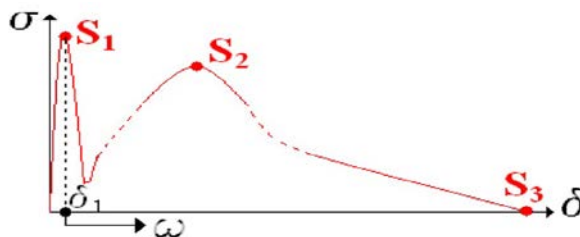


Figura 3. Curva tensión desplazamiento en HRFA

Las curvas tensión – apertura de fisura para las distintas probetas se muestran en la ‘Figura 4’. Puede observarse como una vez superado el pico resistente de la matriz de hormigón se produce la fisuración y son únicamente las fibras las que empiezan a ofrecer resistencia haciendo de puente de la fisura, efecto que se aprecia con fisuras inferiores a 0.05mm.

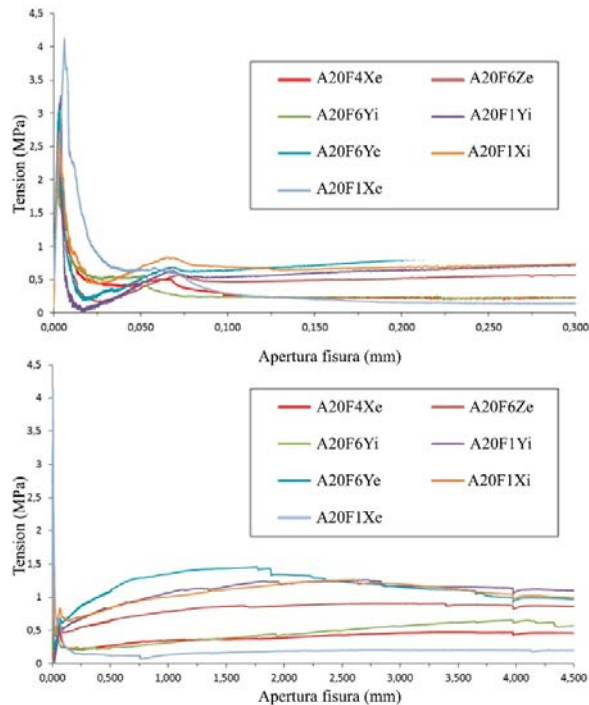


Figura 4. Resultados ensayos a tracción hasta 0.30mm y hasta 4mm de apertura.

La resistencia post fisuración aumenta progresivamente con el ancho de la fisura hasta el máximo de resistencia residual, valor que se da para un rango de abertura de fisuras que va de 1,75 a 3,96mm, momento en el que las fibras empiezan a deslizar. Es evidente que los resultados con grandes aberturas de fisura no tienen interés de cara a aplicaciones estructurales, pero si son útiles para entender los mecanismos que gobiernan la respuesta del HRFA. En dos de las probetas la capacidad para resistir cargas alcanzó una abertura de fisura de 40mm, lo que evidencia que las fibras con gancho no deslizan necesariamente por el lado de la fisura con menor longitud de anclaje (las fibras tienen 60mm de longitud). En el resto de las probetas la abertura está alrededor de los 30mm de longitud.

3.2.- Fibras en la sección de rotura

La respuesta del HRFA está íntimamente relacionada con el número de fibras presentes en la sección de rotura y con su capacidad para desarrollar mecanismos resistentes. Se han considerado como fibras efectivas aquellas que presentaban el gancho deformado después del ensayo y no efectivas el resto (Tabla 2). El número de fibras activas tiene tendencia a

ser inferior al 50% de las fibras presentes en la sección de rotura, debido a que muchas de las fibras no tienen la longitud suficiente para activar mecanismos resistentes. También influye la presencia de muchas fibras seccionadas debido a la semejanza entre el diámetro de perforación de la probeta de 100mm y la longitud de las fibras de 60mm.

Tabla 2. Número de fibras en la sección de rotura

	N_f	N_{act}	7,5°	22,5°	37,5°	52,5°	67,5°	82,5°	$\sigma_{res, m\grave{a}x}$ [MPa]	$\omega_{res, m\grave{a}x}$ [mm]
A20F1Xe	12	2	0	0	0	2	0	0	0,21	3,91
A20F1Xi	22	9	0	2	3	3	1	2	1,26	2,54
A20F4Xe	10	4	0	0	1	3	1	0	0,48	3,5
A20F6Ye	21	9	2	5	2	0	0	0	1,46	1,75
A20F1Yi	22	11	0	2	2	5	2	2	1,26	2,65
A20F6Yi	19	6	0	0	0	2	7	1	0,66	3,96
A20F6Ze	15	8	0	1	2	3	2	1	0,91	3,34

Se aprecia que las probetas interiores tienen una mayor cantidad de fibras, pero no se aprecia relación alguna entre la cantidad de fibras y la dirección de extracción. Se observa también, que las probetas con un mayor número de fibras activas son las que mayor resistencia residual desarrollan, y confirmando trabajos anteriores [9] la mayor resistencia de las fibras se produce para direcciones con una ligera inclinación (máxima para 22.5°) respecto a la dirección del esfuerzo.

3.3.- Modelo de comportamiento de la matriz de hormigón

De la campaña experimental realizada en el 2008 conocemos el valor de la resistencia característica del hormigón f_{ck} ($f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa), a partir de la cual se obtiene la resistencia media a tracción 3,42 MPa. Al comparar con los resultados experimentales obtenidos, se observa según se resume en la Tabla 3, que el modelo sobrevalora la resistencia máxima de la matriz, es decir el valor f_{ctm} obtenido con la expresión del Eurocódigo es mayor que el alcanzado en los ensayos.

Tabla 3. Resistencia máxima experimental de las probetas

	A20F1Xe	A20F1Xi	A20F4Xe	A20F6Ye	A20F1Yi	A20F6Yi	A20F6Ze
σ [MPa]	4,12	2,7	1,91	3,5	3,26	2,05	2,34
Diferencia [%]	-17	27	79	-2	5	67	46

En campañas experimentales anteriores también se obtuvieron en los ensayos a tracción resistencias inferiores a la obtenida con la expresión del Eurocódigo [1,8]. Muy probablemente este hecho está relacionado con la tipología del ensayo y por la concentración de tensiones en la probeta debido a tener el giro bloqueado en los platos de la prensa.

3.4.- Modelo de comportamiento de las fibras de acero

El modelo de Laranjeira precisa del número de fibras presentes en la sección de rotura N_{θ_i} y de la respuesta de cada fibra en el ensayo de arranque individual $P_{\theta_i}(\omega)$. Como todas las probetas se tomografiaron antes de los ensayos, tanto el número de fibras presentes en la sección de rotura (N_i), como su orientación (θ_i) son parámetros conocidos. Para obtener la respuesta mecánica asociada a cada orientación se utilizan las ecuaciones que modelizan los puntos clave del gráfico del ensayo de arrancamiento de fibras.

Para definir el comportamiento de fibras inclinadas se necesitan ensayos experimentales previos a arrancamiento de fibras alineadas con la carga y embebidas en una matriz de hormigón de las mismas características que las de la que se quieren predecir los resultados analíticamente. No hay constancia de campañas experimentales previas a arrancamiento con un hormigón como el usado en las probetas ensayadas. Con el fin de poder comparar los resultados, se procedió a realizar un análisis inverso, rectificando los valores manualmente hasta encontrar un modelo de resistencia a arrancamiento de las fibras que se ajustara a los resultados experimentales. El ajuste más preciso se obtuvo para las fibras con inclinaciones bajas respecto al plano de rotura.

3.5.- Análisis de resultados

Se ha realizado un contraste probeta por probeta obteniendo las diferencias entre ambos métodos. La respuesta analítica se ha tomado conservadoramente puesto que solo se han tenido en cuenta las fibras con ambos ganchos presentes y no se han tenido en cuenta fibras con longitudes embebidas inferiores a 7.5mm siguiendo el criterio de campañas experimentales anteriores. En la 'Figura 5' se observan los resultados para la probeta A20F1Xe para anchos de fisura menores de 0.30mm o 3.5mm.

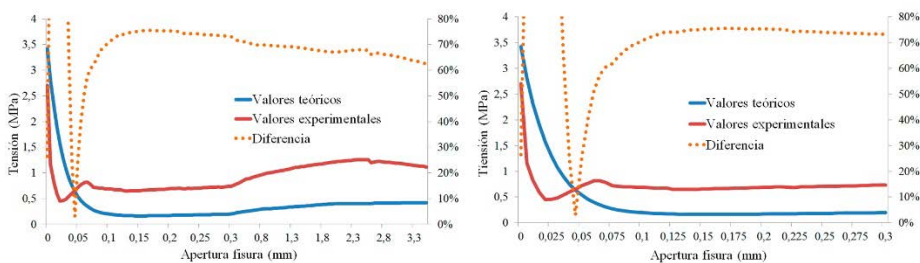


Figura 5. Contraste resultados ensayos hasta aberturas 0.30mm y 3.5mm probeta A20F1Xe

En la Tabla 4 se muestra la diferencia entre los resultados obtenidos analíticamente y los de la campaña experimental. Se comparan las resistencias residuales experimentales y analíticas así como los anchos de fisura en que se producen. En todos los casos el valor analítico está por debajo del experimental, llegando hasta una diferencia del 30%. Para las probetas A20F1Xe y A20F6Yi, se muestra las resistencias experimentales para anchos de fisura de 3.5mm, puesto que la resistencia máxima se produjo para un ancho de fisura mayor.

Para aberturas de fisura menores de 0.1mm, que es cuando el hormigón desarrolla toda su capacidad resistente, el modelo analítico da valores muy superiores al experimental en todos los casos. Para aberturas de fisura entre 0,1 y 0,3 mm, que es cuando las fibras comienzan a desarrollar los mecanismos resistentes, el error está entre un 6 y un 45%, con un valor promedio para las 7 probetas del 19%. Para aberturas de fisura entre 0,3 y 3,5mm, que es cuando las fibras desarrollan toda su capacidad resistente, el error está entre un 5% y un 22%, con un valor promedio del 16%. En todos los casos, las probetas con un mejor ajuste tenían las fibras con orientaciones sensiblemente perpendiculares al plano de rotura, marcas de clase de $7,5^\circ$ a $52,5^\circ$.

Tabla 4. Comparación entre valores experimentales y analíticos

	$\sigma_{res,m\acute{a}x}$ [MPa]		ω [mm]		Error medio tensión [%]		
	Exper.	Teórica	Exper.	Teórica	$\omega \leq 0,1mm$	$\omega \geq 0,1mm$ $\omega \leq 0,3mm$	$\omega \geq 0,3mm$ $\omega \leq 3,5mm$
A20F1Xe	0,20*	0,15	3,5	3,5	38	30	20
A20F1Xi	1,26	1,04	2,54	3,2	73	9	20
A20F4Xe	0,48	0,42	3,5	3,5	84	23	13
A20F6Ye	1,46	1,35	1,75	1,1	+100	6	5
A20F1Yi	1,26	1,06	2,65	3,2	+100	10	16
A20F6Yi	0,62*	0,44	3,5	3,5	92	45	20
A20F6Ze	0,91	0,78	3,34	3,2	+100	8	22

* La $\sigma_{res,m\acute{a}x}$ se produjo para un ancho de fisura superior a 3,5 mm

4.- CONCLUSIONES

De las 10 probetas de HRFA previamente tomografiadas siete fueron ensayadas con éxito a tracción directa, pudiendo comparar los resultados con el modelo analítico de superposición propuesto por Laranjeira para la resistencia residual a tracción. Del trabajo realizado se observa que el ensayo a tracción directa proporciona información valiosa sobre el comportamiento del HRFA una vez ha fisurado, y es posible relacionar la abertura de fisura con la resistencia aportada por las fibras.

Del análisis de las curvas tensión deformación, se constata que las fibras empleadas en este ensayo empiezan a trabajar para desplazamientos inferiores a 0.05mm, desarrollando la máxima resistencia para anchos de fisura de entre 1.75 y 3.96mm. Se ha comprobado, como la resistencia de las fibras es mayor para ángulos pequeños respecto a la dirección del esfuerzo. También, se observa cómo mientras la matriz de hormigón desarrolla mayor resistencia para mayores deformaciones, las fibras con una orientación capaz de desarrollar mayor resistencia, lo hacen para una abertura de fisura menor.

Los valores analíticos obtenidos utilizando el método de superposición de Laranjeira y los valores experimentales se corresponden de manera diferente según la fase del ensayo que se examine. La formulación para la resistencia de la matriz del hormigón basada en el

Eurocódigo sobreestima la contribución del hormigón según se ha contrastado con el ensayo a tracción uniaxial. El error entre el modelo analítico y el experimental se encuentra entre un 19% para anchos comprendidos entre 0,1 y 0,3mm, y del 16% para anchos entre 0,3 y 3,5mm. En probetas con fibras con orientaciones preferenciales en la dirección del esfuerzo, el ajuste entre ambos modelos ha sido más preciso.

En todos los casos, la tensión residual máxima del modelo analítico ha sido menor que la obtenida experimentalmente. Este hecho es probablemente debido a la aportación resistente de fibras sin gancho que no se han tenido en cuenta o a la contribución de zonas de hormigón fuera de la sección entallada. A destacar también como en la inspección visual se han localizado numerosas fibras con el gancho no deformado, hecho que indica que probablemente no todas las fibras con gancho desarrollan todos los mecanismos resistentes para alcanzar su respuesta máxima.

REFERENCIAS

- [1] Laranjeira F. (2010) 'Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete', Tesi doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.
- [2] Gopalaratnam V., Shah S. (1987) 'Tensile failure of steel fiber-reinforced mortar'. *Journal of Engineering Mechanics*, 113 (5): 635-652.
- [3] Cunha VMCF., Barros JAO., Sena-Cruz JM. (2007) 'Pullout behavior of hooked-end steel fibres in self-compacting concrete', Report 07-DEC/E06, University of Minho.
- [4] Pompo A., Stupak P.R., Nicolais L., Marchese B. (1996) 'Analysis of steel fibre pull-out from a cement matrix using video photography'. *Cement & Concrete Composites*, 18:3-8.
- [5] Guàrdia J., Molins C. (2008) 'Caracterització del comportament a tracció de formigó d'alta treballabilitat reforçat amb fibres d'acer mitjançant l'assaig Barcelona'. Universitat Politècnica de Catalunya.
- [6] Molins C., Martínez J., Arnáiz N. (2008) 'Distribución de fibras de acero en probetas prismáticas de hormigón'. ACHE.
- [7] RILEM TC 162-TDF (2001) 'Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete – Recommendations', *Materials and Structures*, 34:3-6.
- [8] Barragan BE (2002) 'Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear', PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya
- [9] Robins P., Austin S., Jones P. (2002) 'Pull-out behaviour of hooked steel fibres'. *Materials and Structures*, 35:434-442

Estudo do volume de pasta em diferentes composições de agregados para concreto autoadensável

Cassia V. A. de Melo ⁽¹⁾, Roberto dos S. Monteiro ⁽¹⁾ e Paulo C. C. Gomes ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Laboratório de Estruturas e Materiais do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6045>

RESUMO

O artigo aborda a redução do volume de pasta em concretos autoadensáveis (CAA) com diferentes composições de agregados, verificando o atendimento às propriedades de autoadensabilidade e resistência à compressão. Estudos têm mostrado que as composições de agregados influenciam no volume de pasta necessário para o alcance da autoadensabilidade. Porém, elevados volumes de pasta têm sido utilizados na obtenção de CAA sem nenhum critério de avaliação. Neste contexto, o estudo avalia as propriedades de autoadensabilidade e de resistência à compressão de CAA com diferentes volumes de pasta e composições de agregados. Os CAAs com diferentes composições (binária, ternária e quaternária) de agregados foram inicialmente obtidos com 40 % de pasta, em seguida, novos CAAs foram obtidos com a redução do volume de pasta para 38 %, 35 % e 33 %. Nestes concretos, as propriedades de autoadensabilidade foram avaliadas através dos ensaios de espalhamento (*slump flow*), Funil V e caixa L. Para os CAA, com 40 % de pasta, foram obtidas curvas experimentais obtendo o módulo de distribuição (*q*) do modelo de Alfred, o que mostrou que nem sempre o CAA atende aos “*q*” indicados na literatura. Os resultados mostraram que o CAA com composição quaternária de agregados atendeu aos parâmetros de autoadensabilidade praticamente em todos os volumes de pasta utilizados, e que o atendimento com as composições binária e ternária, depende do volume de pasta. A resistência à compressão tornou-se maior com o aumento do volume de pasta e do número de combinações de agregados.

PALAVRAS CHAVE: composição de agregados, volume de pasta, concreto autoadensável.

1.- INTRODUÇÃO

O concreto autoadensável (CAA) pode ser considerado uma das maiores descobertas da indústria de concreto dos últimos tempos. Devido aos problemas de concretagem nas obras do Japão, a partir de 1983, percebeu-se a necessidade de se estudar um concreto que preenchesse todos os espaços das fôrmas a partir de seu peso próprio, sem vibração [1]. O destaque do CAA se deve ao alcance no estado fresco de três propriedades: capacidade de

preenchimento, habilidade de passagem por obstáculos e resistência à segregação [2, 3]. Desde então, o CAA vem sendo estudado por muitos pesquisadores [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Comparando-se as dosagens do concreto convencional (CC) com as dosagens do CAA, constata-se que são muito distintas, por este último necessitar, em geral, de adições minerais e aditivos químicos [3], além de ter a característica de, geralmente, apresentar um maior consumo de pasta e uma relação agregado graúdo e miúdo menor que a do CC. Além disso, o agregado graúdo tem seu tamanho limitado já que, quanto maior o diâmetro deste, maior a dificuldade de passagem por obstáculos do concreto [1, 5]. Por outro lado, o volume de agregado nesses concretos equivale a uma porcentagem significativa, em torno de 60% a 90% do volume total de concreto [4, 6]. Considera-se, portanto, a questão do empacotamento de agregados, para que possa garantir uma melhor trabalhabilidade no estado fresco e um menor consumo de pasta, justamente por promover um menor índice de vazios entre as partículas [9, 10, 11, 12].

Dentre os modelos de empacotamento, tem-se o modelo A&A modificado, para a otimização do CAA. Este modelo considera os diâmetros mínimo e máximo dos materiais, cujo valor máximo de empacotamento é obtido em função de um módulo de distribuição (q) pretendido, referente a um determinado tipo de concreto [13, 14]. No CAA, uma mistura passa a ter um menor módulo de distribuição de 0,22 a 0,25, assim incorporando partículas mais finas [13]. Valores de q iguais a 0,21 e 0,26 também foram verificados nas misturas de CAA, como também valores menores que 0,28 [14]. Valores menores que 0,25 resultam em misturas autoadensáveis e, aproximando-se de 0,30, os valores de “q” aplicam-se em concretos adensados por vibração [14, 15].

Em um sistema de partículas granulares como o concreto, a mobilidade é diretamente proporcional ao afastamento dos grãos em um meio fluido, entretanto, este em elevadas quantidades, representa um aumento no custo de produção [16]. O empacotamento dos grãos, e a conseqüente redução dos vazios, possibilita reduzir o volume de pasta. O volume de pasta necessário, nesse caso, será menor, quando alcançado um maior empacotamento; por outro lado, quando disponível em excesso sobre as superfícies das partículas de agregados, o volume de pasta será maior [17]. O aumento do teor de pasta e a necessidade de redução da mesma, no caso do CAA, tem sido objeto de estudos que se concentram na dosagem de agregados graúdos e miúdos, e na variação do teor de pasta [1, 2, 16, 17].

Portanto, o objetivo do estudo consiste em variar o volume de pasta, entre 40% a 33%, em CAAs com diferentes composições de agregados (binária, ternária e quaternária), e avaliar o atendimento destes CAAs às propriedades de autoadensabilidade e resistência à compressão. Os CAAs com 40% e diferentes composições de agregados foram obtidos em estudo prévio [21]. No estudo, estes foram avaliados de acordo com o modelo de empacotamento de Alfred, através da determinação do módulo de distribuição (q) para CAA, comparando-se aos valores indicados na literatura para o CAA.

2.- MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Composições de agregados

As composições de agregados binária (B), ternária (T) e quaternária (Q) estão apresentadas na Tabela 1, obtidas de Monteiro *et al.* (2015) [21]. Na Figura 1, estão ilustradas as curvas de algumas composições.

Tabela 1. Percentagem e propriedades dos agregados obtidos pelo método da maior massa unitária

Composição	Agregados (%)				Propriedades físicas	
	AF	AG	B12	B19	IV (%)	MU (Kg/m ³)
AFB12	45	0	55	0	30,1	1866,3
AFB19	45	0	0	55	27,6	1917,0
AMB12	0	50	50	0	34,7	1743,5
AMB19	0	45	0	55	31,3	1822,4
AFAMB12	23	27	50	0	33,6	1767,7
AFAMB19	23	27	0	50	30,9	1822,9
AFB12B19	45	0	25	30	31,9	1804,5
AMB12B19	0	40	27	33	32,6	1796,3
AFAMB12B19	22	28	22	28	32,1	1803,4

Legenda: AF – Areia Fina (1,2 mm); AM – Areia Média (2,4 mm); B12 – Brita 12,5 mm; B19 – Brita 19 mm; IV – Índice de Vazios; MU – Massa unitária.

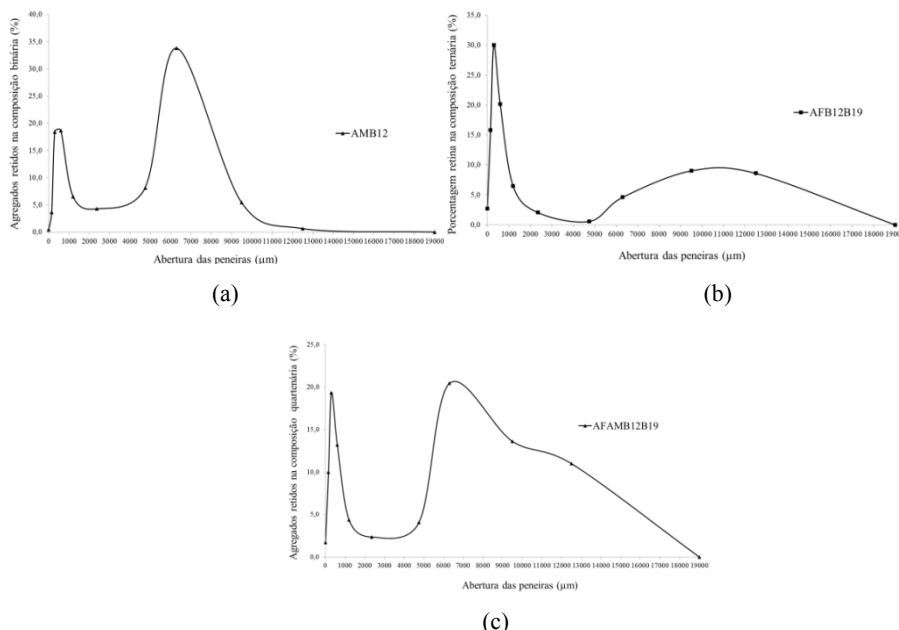


Figura 1. Curvas de composições de agregados (a) binária, (b) ternária e (c) quaternária

Na Tabela 1 observa-se que as composições AFB19, AMB19, AFB12, AFAMB19 e AFB12B19 apresentam os menores índice de vazios e, portanto, maior massa unitária. Isto é justificado pela maior diferença de diâmetro de partículas presente numa composição, que causa maior empacotamento dos grãos [16, 22]. Na Figura 1, nota-se que a diminuição de agregados retidos entre as peneiras de 1,2 mm a 4,75 mm, leva a uma descontinuidade, (AFB12B19). A composição AFAMB12B19, com distribuição contínua, apresentar melhor distribuição granulométrica, apesar de não apresentar o menor índice de vazios.

2.2. Composição e autoadensabilidade do CAA

Os concretos autoadensáveis com 40% de volume de pasta e diferentes composições de agregados (B, T e Q) foram obtidos de estudo prévio [21]. Destes CAAs, baseado nos melhores desempenhos das propriedades de autoadensabilidade (capacidade de preenchimento, capacidade de passar entre obstáculos e estabilidade) [3], foram selecionados alguns para o estudo da redução do volume de pasta de 38 % a 33 %. Cada CAA com o novo teor de pasta foi também avaliado quanto às propriedades de autoadensabilidade e resistência à compressão aos 28 dias. Os métodos de ensaios utilizados para obter e avaliar as propriedades de autoadensabilidade, foram: ensaio de espalhamento (*Slump Flow Test*), Funil V (*V-Funnel*) e o ensaio de caixa L (*L-Box*).

2.3. Avaliação do CAA pelo modelo de empacotamento de Alfred

Através do programa EMMA (*Elkem Material Mix Analyser*), que tem como base o modelo de empacotamento de partículas denominado modelo de Alfred (ou modelo A&A Modificado) [19], obteve-se para os CAAs, com teor de pasta de 40%, as curvas experimentais que melhor se ajustam aos valores do módulo de distribuição “q”, aplicados para geração das curvas teóricas de empacotamento. Tratando-se de CAA, o “q” pode variar de $0,21 \leq q \leq 0,28$ [13, 17].

A determinação do “q” foi realizada através de um estudo estatístico da correlação das curvas de distribuição granulométrica das composições experimentais e teóricas de A&A, utilizando-se o software *Statistica*, com a qual foi possível aplicar o Coeficiente de Correlação Linear (ou Coeficiente de Pearson - r), considerando-se a normalidade dos dados. Assim, as curvas das composições ajustadas foram avaliadas quanto à aproximação ao coeficiente “r”, indicando um valor de “q” do modelo de empacotamento.

No modelo de Alfred é considerado tanto o diâmetro da menor partícula (D_S) quanto o diâmetro da maior partícula (D_L) de uma distribuição. Assim, introduzindo os tamanhos das partículas na equação desse modelo de empacotamento, a análise das composições de agregados é feita com combinações distintas, separando àquelas que possuem B12, como menor diâmetro, daquelas que contêm B19, devido a influência de D_S e D_L no módulo q.

3.- RESULTADOS E DISCUSSÕES

Formulado o CAA, com diferentes composições de agregados (Tabela 1) e mesma composição de pasta, verifica-se que as distintas composições B, T e Q, refletem nas diferenças significativas dos parâmetros de autoadensabilidade para CAA, conforme apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Concreto autoadensável com diferentes composições de agregados e 40 % de teor de pasta

Composição de agregados para CAA (kg/m ³)									
Materiais (kg/m ³)	Binárias				Ternárias			Quaternária	
	AFB12	AFB19	AMB12	AMB19	AFAMB12	AFAMB19	AFB12B19	AMB12B19	AFAMB12B19
Cimento					398,5				
f*/c = 0,50					199,0				
a/c = 0,50					199,0				
Superplast					10,6				
AF	720,8	714,8	-	-	368,0	365,0	717,5	-	350,7
AM	-	-	801,0	716,0	432,0	429,0	-	640,0	446,0
B12	881,0	-	801,0	-	800,0	-	398,6	431,7	350,7
B19	-	873,7	-	875,0	-	794,0	478,0	527,6	446,0
Método	Parâmetros de autoadensabilidade NBR 15823:2010								
Slump Flow	685,0	775,0	740,0	790,0	750,0	815,0	790,0	785,0	765,0
Funil V (s)	22	16	12	6	6	4	4	6	6
Caixa L	Bloq	0,8	1	Bloq	1	1	1	Bloq	1

*f = fillers – Resíduo de blocos de mármore e granito (RBMG); Total** = Total de agregados.

Observa-se, na Tabela 2, que dentre os concretos com composição binária, o CAA com AMB12 foi o que melhor atendeu as propriedades de autoadensabilidade, sendo característica deste a distribuição contínua de agregados (Figura 1), uma baixa razão $D_L/D_S = 5,02$, relação B12/AM igual a 50 %, e o menor volume de agregado graúdo (30 %), características que beneficiam a obtenção de CAA [18, 20]. Os CAAs com composições ternárias atenderam a autoadensabilidade, com exceção da AMB12B19, que não alcançou a propriedade de habilidade de passar entre as armaduras, podendo ter sido influenciado pelo maior volume de agregado graúdo (36 %), desfavorecendo a obtenção de CAA [21]. Destaca-se o CAA com AFAMB19 pelo melhor atendimento a autoadensabilidade. O CAA com a AFAMB12B19 também atendeu aos parâmetros. Constata-se que o ensaio da caixa L (ou L-Box) foi determinante na verificação da autoadensabilidade. As curvas resultantes do modelo teórico de empacotamento de Alfred, juntamente com as curvas de distribuição acumulada de partículas, para cada CAA, estão contidas na Figura 2. As setas indicam o sentido do aumento do valor de q, que se dá de cima para baixo.

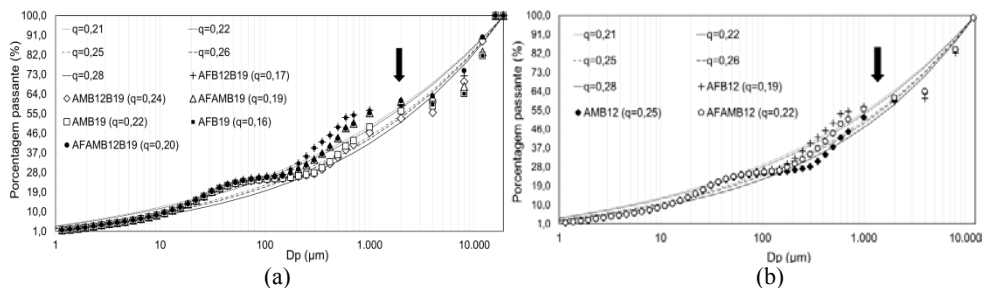


Figura 2. Curvas de empacotamento teórica e experimental dos concretos (a) AFB19, AMB19, AFB12B19, AMB12B19, AFAMB19, AFAMB12B19; (b) AFB12, AMB12, AFAMB12

Observa-se que as curvas experimentais contendo AF apresentam valores de “q” menores que as demais curvas, $0,16 \leq q \leq 0,22$, por se aproximarem das curvas teóricas com “q” menores, devido a predominância dos agregados miúdos. As curvas com predominância de agregados mais grossos tenderam a se aproximar das curvas teóricas com “q” maiores. Portanto, pelo modelo de A&A modificado, quanto mais finos contiver numa composição, menor será o módulo de empacotamento e mais fluida a mistura [12, 22]. Verifica-se que dos CAAs obtidos, apenas AMB12 ($q=0,25$), AMB19 ($q=0,22$) e AFAMB12 ($q=0,22$) atenderam aos parâmetros de autoadensabilidade e apresentaram valores de “q” indicados para CAA. Já AFAMB19 ($q=0,19$) e AFAMB12B19 ($q=0,20$) tiveram $q < 0,21$, apesar do atendimento aos parâmetros. O CAA com AMB12B19 obteve $q = 0,24$, mas apresentou bloqueio. Concluiu-se que nem sempre foi possível enquadrar os CAAs no estudo aos “q” indicados na literatura.

Para a avaliação de CAA variando o volume de pasta de 38 % a 33 %, as composições AMB12, AFAMB19 e AFAMB12B19 foram selecionadas, Tabela 3. Estes denominados de CB38, CT38 e CQ38, considerando-se C de concreto; B, T e Q ao tipo de composição de agregados e o número 38 ao volume de pasta (este muda de acordo com o volume utilizado). O CQ33 só foi possível obter alguma autoadensabilidade com a composição quaternária.

Tabela 3: Concreto autoadensável com diferentes composições de agregados e teores de pasta

Materiais (kg/m ³)	Teor de pasta (%)									
	40		38		35		33			
Cimento	398,0		378,0		348,0		328,0			
f/c = 0,50	199,0		189,0		174,0		164,0			
Total de Finos	597,0		567,0		522,0		492,0			
a/c = 0,50	199,0		189,0		174,0		164,0			
Aditivo sp	10,6		10,1		9,3		8,7			
Composição	B	T	Q	B	T	Q	B	T	Q	Q
AF	-	365,0	350,7	-	377,6	362	-	395,8	380,0	391,6
AM	801,0	429,0	446,0	827,7	443,0	461	867,8	464,7	483,5	498,0
B12	801,0	-	350,7	827,7	-	362	867,8	-	380,0	391,6
B19	-	794,0	446,0	-	820,8	461	-	860,5	483,5	498,0
Total Agregados	1602	1588,0	1594,0	1655,0	1641	1646	1735,6	1721	1726,8	1780

Observa-se, na Tabela 3, que a quantidade de agregados aumenta à medida que diminui o teor de pasta e, conseqüentemente, o de finos (fíller e cimento), o que leva a uma menor dosagem do superplastificante (sp), comprovando que a dosagem deste é influenciada pelo teor de finos e que a ação conjunta favorece a obtenção de autoadensabilidade [3, 23].

Os resultados do ensaio de autoadensabilidade e da resistência à compressão do CAA com as composições “B”, “T” e “Q” são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados dos ensaios de CAA com diferentes composições e volumes de pasta

CAA	Teste/ Parâmetro (Unidade)			
	Espalhamento (mm)	Funil-V (s)	Caixa L H_2/H_1 (m/m)	f_{cm} (28 dias) (MPa)
CQ33	700	202	Bloqueio	30,0
CB35	625	50	Bloqueio	30,0
CT35	750	13	Bloqueio	37,7
CQ35	795	18	1,0	42,5
CB38	665	17	0,7 (Bloqueio)	31,4
CT38	750	16	0,8	39,2
CQ38	720	12	1,0	45,6
CB40	685	22	0,8	39,6
CT40	750	6,5	1,0	47,0
CQ40	765	6,0	1,0	51,9

Verifica-se, na Tabela 4, para a mesma composição de pasta, que o volume de pasta necessário para garantir as características de autoadensabilidade ao CAA depende da composição de agregados e que pode haver um volume de pasta ideal para cada composição de agregado. Para obtenção de CAA com composição quaternária, menor teor de pasta de 35 %, com composição ternária, 38 %, e binária, 40 %. Os resultados mostram que o ensaio na caixa L mostrou-se mais rigoroso na determinação de quais composições alcançaram a autoadensabilidade.

Quanto a resistência à compressão, conclui-se que esta foi influenciada tanto pelo volume de pasta, sendo maior com o aumento do teor de pasta, quanto pela composição de agregados, sendo maior com o maior número de combinações de composições de agregados.

As Figuras 3 e 4 mostram os aspectos do CAA com as composições quaternária e binária, respectivamente, para cada volume de pasta, no ensaio de espalhamento (*Slump Flow Test*).

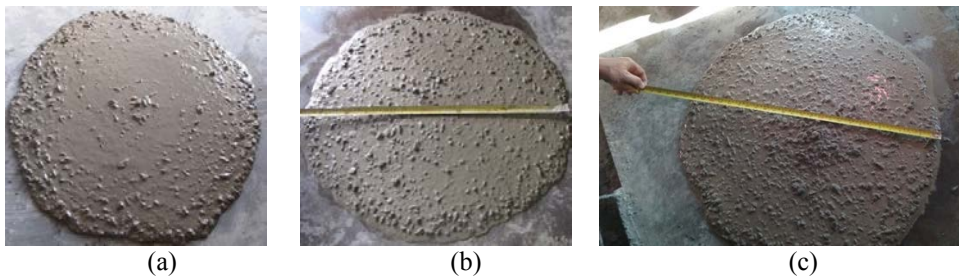


Figura 3. Ensaio de espalhamento: a) CQ40, b) CQ38 e c) CQ33

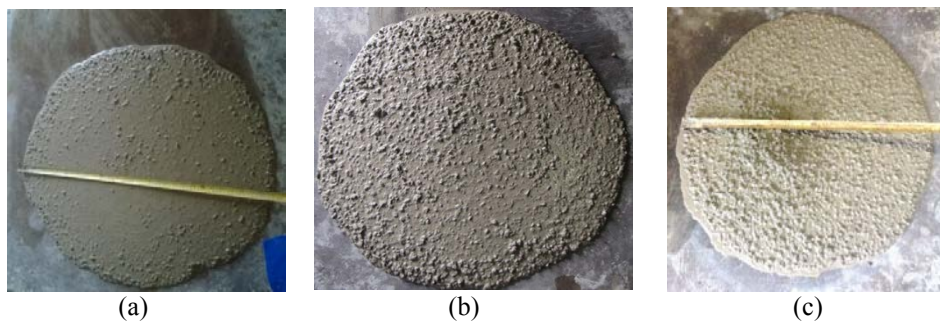


Figura 4. Ensaio de espalhamento: a) CB40, b) CB38 e c) CB35

Observa-se na Figura 3a, que o CQ40 apresenta um excesso de pasta e que, na Figura 3c e 4c, tanto o CQ33 quanto o CB35 mostram que há uma falta de pasta que garanta o envolvimento de todos os agregados, fazendo com que parte dos agregados permaneçam concentrados no centro, fato que levou ao bloqueio do concreto.

4.- CONCLUSÃO

Em face dos resultados e discussões apresentadas, conclui-se que:

- o comportamento dos concretos autoadensáveis, no estado fresco, com os teores de pasta de 35 %, 38 % e 40 %, apresentou-se adequado nos ensaios de espalhamento, de forma geral, obtendo-se desempenhos diferenciados e classificatórios quanto a autoadensabilidade, nos ensaios de Funil V e Caixa L; a redução do volume de pasta para 38 % e 35 % nas composições AMB12, AFAMB19 e AFAMB12B19 comprovou que pode ocorrer da pasta não atender a todas as composições de agregados, devido a influência da granulometria das composições de agregados na determinação do teor de pasta, o que afetou consideravelmente as duas primeiras, destacando-se apenas a composição quaternária, CQ35, com comportamento autoadensável no estado fresco. Esta composição mostrou suas propriedades de autoadensabilidade significativamente afetadas, quando se reduziu o teor de pasta para 33% (CQ33).

- quanto a aplicação do modelo de empacotamento de partículas, através da avaliação do ajuste das curvas teóricas do modelo de Alfred, com diferentes módulos de distribuição aplicados em CAA, com as curvas experimentais das nove composições, constatou-se que aqueles concretos que apresentaram menores valores de q (abaixo de 0,21), apresentaram-se fluidos (AFB19, CAFB12, CAFB12B19), enquanto os que atenderam a autoadensabilidade, obtiveram ajustes com valores de q entre 0,20 e 0,25.

- a dosagem de CAA com composições binárias, ternárias e quaternárias, reduzindo o teor de pasta de 40 % para 38 %, 35 % e 33 % (no caso da quaternária), permitiu verificar que o ensaio de bloqueio na caixa L foi o mais determinante na avaliação das propriedades de autoadensabilidade.

- o comportamento no estado endurecido dos concretos autoadensáveis, com maior número de combinações de agregados e com maior volume de pasta, favoreceu a obtenção

de melhores resultados de resistência à compressão dos concretos, destacando-se, nesse caso, a composição quaternária. Isso também pode ser visto nas composições binárias e ternárias quando alcançam um limite de volume de pasta.

AGRADECIMIENTOS

À CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa de estudo. À FAPEAL - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Alagoas pelo apoio e incentivo ao desenvolvimento de pesquisa científica. Aos projetos Universal e PROCAD/Casadinho. Ao grupo MECOEFICON/UFAL.

REFERÊNCIAS

- [1] Okamura, H.; Ouchi, M., Self-compacting Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, **1** (1) (2003) 5-15.
- [2] Billberg, P. Self-Compacting Concrete for Civil Engineering Structures – The Swedish Experience. In: S.C.C.R.1., Estocolmo (1999) 1-77.
- [3] Gomes, P. C. C., Optimization and Characterization of High-Strength Self-Compacting Concrete, Tese (Doutorado em Engenharia de Construção), Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, Barcelona, 2002, 181f.
- [4] De Larrard, F. Concrete Optimisation with regard to packing density and rheology. 3rd RILEM International Symposium on rheology of cement suspension such as fresh concrete, France, 2009, 8f.
- [5] Tutikian, B., Pacheco M., Concreto autoadensável (CAA): comparativo entre métodos de dosagem. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, **5** (4) (2012) 500-29.
- [6] Khayat, K. H., Workability, Testing, and Performance of Self-Consolidating.” *ACI. Materials Journal*, **94** (4) (1999) 346-353.
- [7] Koehler, E. P.; Fowler, D. W., Aggregates in Self-Consolidating Concrete. Research report ICAR, University of Texas, Austin, 2007.
- [8] Ashraf, W. B.; Noor, M. A. Performance-evaluation of concrete properties for different combined aggregate gradation approaches. *Procedia Engineering* (**14**) (2011): 2627-2634.
- [9] Neville, A. M.; Brooks, J. J., *Tecnologia do Concreto*. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013, 448f.
- [10] Mehta, K. P.; Monteiro, J. M. P. *Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 2^a. ed. IBRACON, 2008.

- [11] Melo, K. A., Contribuição à Dosagem de Concreto Auto-adensável com Adição de Fíler Calcário. Florianópolis/SC: Dissertação de mestrado - UFSC, 2005, 168f.
- [12] Pilleggi, R. G., Ferramentas para o estudo e desenvolvimento de concretos refratários. Tese de doutorado, Universidade Federal de São Carlos. São Carlo-SP. 2001. 197p.
- [13] Brouwers, H. J. H.; Radix, H.J., Self-compacting concrete: the role of the particle size distribution. First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, May, 35 (2005) 109-118.
- [14] Castro, A. L. de; Liborio, J. B. L.; Pandolfelli, V. C.; Desempenho de concretos avançados para a construção civil, formulados a partir do método de dosagem computacional. *Cerâmica*, **55** (2009) 233-251.
- [15] ELKEM EMMA mixture analyser. Disponível em: <<http://www.elkem.com/en/Silicon-materials/Support/Software-EMMA>> Acessado em: Agosto de 2017.
- [16] Damineli, B. L., Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: concretos reológico, empacotamento e dispersão de partículas. Tese de doutorado. Escola politécnica da universidade de São Paulo-SP, 2013.
- [17] Goltermann, P.; Johansen, V.; Palbol, L. Packing of Aggregates: An Alternative Tool to Determine the Optimal Aggregate Mix. *ACI Materials Journal*, September, October, **94** (5) 1997, 435 - 443.
- [18] Gomes, P. C. C., Barros, A. R. de. Métodos de dosagem de concreto autoadensável. Pini. São Paulo. 2009.
- [19] Ortega, F. S.; Pileggi, R. G., Sepúlveda, P., Pandolfelli, V. C. Influência dos modelos de Alfred e de Andreasen sobre a microestrutura e densidade a verde de compactos cerâmicos obtidos por colagem ou prensagem. *Jornal Cerâmica*, (**43**) (1997) 183-189.
- [20] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15823-1: Concreto auto-adensável – Parte1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Brasil, 2010.
- [21] Monteiro, R. dos S., Gomes, P. C. C.; Moraes, K. A. M., Composições de agregados para obtenção de concreto autoadensável. IV Congresso Ibero Americano sobre Betão Auto-Compactável – BAC2015, julho, (2015) 205-214.
- [22] Oliveira, I. R.; Studart, A. R.; Pileggi, R. G.; Pandolfelli, V. C. Dispersão e Empacotamento de Partículas: Princípios e Aplicações em Processamento Cerâmico. São Paulo, Fazenda Arte Editorial, 2000. 224f.
- [23] Rico, J. R., Effect of superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes, Tese (Doutorado), Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, Barcelona, 2000.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Concreto autocompactante con materiales cementicios suplementarios de Colombia

Yimmy Silva ⁽¹⁾ y Silvio Delvasto ⁽²⁾

⁽¹⁾ Ingeniero de Materiales, MSc., Grupo Materiales Compuestos, Escuela de Ingeniería de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

⁽²⁾ Profesor Titular, MSc, Dr., Grupo Materiales Compuestos, Escuela de Ingeniería de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6090>

RESUMEN

El concreto autocompactante (CAC) es un tipo de hormigón o concreto especial, que por sus características reológicas es considerado uno de los grandes desarrollos tecnológicos en la industria del concreto, con un consumo creciente en la industria de la construcción. Este artículo contiene resultados de investigaciones realizadas por el Grupo Materiales Compuestos (GMC) sobre el CAC empleando diferentes adiciones disponibles en Colombia. Se han estudiado adiciones de subproductos industriales como la ceniza volante (FA), escoria de carbón (E), lodo calcáreo (LC) y residuos de mampostería (RM) proveniente de los residuos construcción y demolición (RCD), y otros materiales como las puzolanas naturales o rellenos como la caliza molida (LP), material volcánico del Puracé (MVP) y material volcánico de Tolima (MVT). Estos materiales se incorporaron en la preparación de concretos autocompactantes para su posterior evaluación reológica en estado fresco y caracterización en estado endurecido. El acondicionamiento reológico se evaluó mediante técnicas como el embudo en V, caja en L y flujo de asentamiento con cono de Abrams. Adicionalmente se evaluaron propiedades mecánicas como la resistencia a la compresión y la tracción indirecta. Para ello se analizaron el comportamiento de un total de 23 mezclas de CAC con 7 adiciones distintas donde los flujos de asentamiento presentaron diámetros dentro de un rango de 520 mm - 750 mm, los tiempos en la prueba de fluidez en el embudo en V estuvieron en un rango entre 4 y 20 segundos, y los resultados en la relación de bloqueo (H2/H1) de las diferentes mezclas usando la caja en L estuvieron en un rango entre 0,68 y 1. La resistencia a la compresión de la mezcla con mayor resistencia, 43,4 MPa a los 28 días de curado bajo agua, la reportó un CAC con 35% de FA (CAC 65_FA-35) seguida de la mezcla de CAC con 20% de escoria (CAC 80_E-20) con 41,3 MPa. Se concluyó que los materiales investigados sí tienen potencial para ser adicionados en los CAC y obtener propiedades adecuadas en las mezclas, tanto en estado fresco como endurecido.

PALABRAS CLAVES: Concreto autocompactante, reología, puzolanas, residuos de construcción y demolición, cenizas volantes, harina calcárea.

1.- INTRODUCCIÓN

El concreto autocompactante (CAC) es un tipo de concreto especial por su alta fluidez que al momento de su colocación puede consolidarse bajo la acción de su propio peso sin ningún esfuerzo externo (vibración) debido a sus excelentes propiedades reológicas y alta resistencia a la segregación [1,2]. La introducción del concreto autocompactante se hizo a finales de 1980 en la industria de la construcción del Japón por Okamura [3, 4], y fue una propuesta de Okamura [4]. El CAC al compararse con el concreto tradicional vibrado presenta varias ventajas como son la eliminación del vibrado, disminución del tiempo de construcción, reducción de la contaminación acústica, mejor capacidad de llenado de estructuras altamente reforzadas, disminución de la permeabilidad y mejor interfaz entre la pasta de cemento y agregado o pasta de cemento y refuerzo, también permite una mayor libertad de diseño de las obras [5-7]. Por estas características, el CAC ha sido considerado una de las grandes innovaciones en la industria de la construcción [8], y su empleo es cada vez más común en proyectos de infraestructura, debido a calidad y estética que se aprecia en los acabados y en la arquitectura [9].

El CAC en su diseño original requiere una gran cantidad de finos, que generalmente se encuentran en un rango entre 400 y 600 kg/m³ [10], con el fin de proporcionar alta fluidez y evitar la segregación y sangrado, lo que genera un uso excesivo de cemento Portland en comparación con el concreto convencional [11], conllevando así un efecto negativo al medio ambiente. La producción del cemento Portland (OPC) conduce a la liberación de una cantidad significativa de CO₂, que en el 2007 representaba alrededor del 7% de las emisiones mundiales de CO₂, y con el aumento mundial de la demanda de este conglomerante las emisiones de CO₂ en la producción del cemento Portland pueden representar alrededor del 10% de las emisiones totales de CO₂ en un futuro próximo [12].

Una alternativa para reducir el contenido de OPC en CAC es el empleo de subproductos como adiciones minerales o materiales cementicios suplementarios, que además de resolver el problema del alto consumo de cemento permiten: Lograr ahorros de energía importantes, eliminar productos de desecho de procesos contaminantes, mejorar la calidad del concreto, reducir su costo de elaboración y atenuar el calor de hidratación [13-15].

El presente documento muestra resultados de investigaciones hechas por el Grupo de investigación Materiales Compuestos de la Universidad del Valle sobre el uso de diferentes adiciones disponibles en Colombia en la elaboración de concretos autocompactantes. Este artículo incluye información sobre las propiedades mecánicas de los CAC con las diferentes adiciones y sus efectos sobre las propiedades en estado fresco.

2.- ADICIONES EN EL CONCRETO AUTOCOMPACTANTE

El concreto autocompactante contiene los mismos constituyentes que el concreto convencional (cemento, agregados, agua, adiciones), pero difieren sus propiedades en estado fresco como la capacidad de paso, capacidad de relleno, trabajabilidad y resistencia a la segregación. Para lograr estas propiedades se necesita una gran cantidad de material fino, lo cual se satisface mediante el empleo de adiciones como la ceniza volante, polvo de

pedra caliza, escoria de alto horno, tobas volcánicas, metacaolín y residuos de mampostería (ladrillo de arcilla y mortero cemento portland molido); además, de un aditivo superplastificante y, en algunos casos, aditivos modificadores de viscosidad.

La ceniza volante o *Fly Ash* (FA) es un residuo de partículas finas proveniente de la combustión del carbón molido en las calderas de las centrales eléctricas. Este subproducto experimenta reacciones puzolánicas y de hidratación [11]. La FA ha sido empleada en el CAC en cantidades que van desde 10% al 60% en reemplazo del OPC, sin embargo, aumentar demasiado su contenido reduce la resistencia a la compresión [11,16-18]. Por otra parte, en cantidades inferiores al 35%, dependiendo de las características de la ceniza volante, pueden mejorar la trabajabilidad, capacidad de paso y de relleno [19].

La escoria de alto horno o *Granulated Blast Furnace Slag* (GBFS) es un subproducto proveniente de la fundición del hierro en alto horno. Se le considera un producto no metálico, constituido esencialmente por silicatos de calcio y otras fases originadas durante la fundición. Se obtiene en forma de gránulos al enfriar rápidamente el material remanente de la fundición mediante chorros de agua. Es un elemento hidráulicamente muy activo, muy fino y con bajo calor de hidratación [20, 21]. Al nivel mundial se producen alrededor de 250 millones de toneladas de escorias por año, de los cuales solo 90 millones de toneladas se utilizan en la producción de concreto [22]. La GBFS no se emplea en el CAC en niveles altos, ya que puede afectar la estabilidad, consistencia y producir un lento fraguado en la mezcla pudiendo incrementar el riesgo de segregación [23], aunque se debe señalar que algunos investigadores han empleado hasta un 70% de reemplazo de cemento por GBFS sin afectar las propiedades en estado fresco [24]. Por otro lado, el empleo de GBFS en porcentajes menores al 40% puede mejorar el flujo de asentamiento [2, 22].

El polvo de piedra caliza o *Limestone Powder* (LP) es un subproducto de las operaciones de trituración de piedra y normalmente presenta un serio problema en términos de eliminación y riesgos para la salud. La piedra caliza molida se considera generalmente una carga inerte, aunque la adición de esta mejora la velocidad de hidratación del cemento, según algunos autores [25]. El LP se usa comúnmente en mezclas de CAC para optimizar el empaquetamiento de partículas y mejorar las propiedades reológicas. Cuando se emplean grandes volúmenes de LP en mezclas de CAC las propiedades de autocompactabilidad se consiguen con relaciones agua/cementante más bajas [26]. Algunos investigadores han empleado hasta un 70% de LP en mezclas de CAC [27].

Las tobas volcánicas o *volcanic tuff* son materiales micro-porosos de origen volcánico compuestos principalmente por SiO_2 , Al_2O_3 y Fe_2O_3 [28]. Este material ha sido ampliamente empleado como sustituto del cemento Portland, principalmente en regiones donde existen grandes depósitos volcánicos y es escasa la disponibilidad de otras puzolanas [29]. Algunas tobas volcánicas se caracterizan por poseer una reactividad puzolánica, que les permite desarrollar gran afinidad con la cal liberada del clinker de cemento portland; su composición química está directamente relacionada con los componentes del magma que la origina. Se ha empleado hasta un 45% de material volcánico en mezclas de CAC [30].

El metacaolín o *metakaolin* (MK) es un material cementicio suplementario considerado como una puzolana clase N según ASTM C618. Es un aluminosilicato con alta reactividad, producido por la calcinación de la caolinita a temperaturas entre 650 y 900 °C, sin que ocurra descomposición de CO₂, por lo que se considera una puzolana natural respetuosa con el medio ambiente [31]. En mezclas de CAC, algunos investigadores han empleado el MK en cantidades bajas (0 a 15%) como reemplazo de cemento, debido a que cuando se adicionan porcentajes superiores al 15%, generalmente, empieza a disminuir la resistencia a la compresión en comparación con porcentajes de reemplazo inferiores [31]. En otro estudio, se emplearon mayores cantidades de MK en las mezclas de CAC (hasta 40%), donde la resistencia a la compresión empieza a descender con reemplazos mayores al 30% de cemento Portland por esa puzolana [32].

El residuo de mampostería (*residue of masonry, residue of clay brick masonry* (RM)) es un polvo híbrido generado a partir de residuos de construcción y demolición (RCD) cuando están compuestos de ladrillo de arcilla y mortero o concreto de cemento Portland. En algunos países, como China, una parte significativa de los RCD es el ladrillo de arcilla sinterizado. Un informe reciente indica que el porcentaje de ladrillo de arcilla puede llegar a ser superior al 50% en los residuos de RCD en las ciudades chinas [33, 34]. Por ejemplo, el 74% de los edificios que se derrumbaron en un terremoto en Wenchuan (China) tenían un porcentaje elevado de RM [35]. En Suecia la superficie bruta de fachada en mampostería de ladrillo de arcilla se estima en 80 millones de m² [36]. Por ello, el empleo de RM como adición al cemento es una alternativa sostenible para el uso de este tipo de RCD. Algunos investigadores [33] han estudiado el efecto del RM como material puzolánico suplementario para el cemento, encontrando que este residuo muestra niveles de puzolanidad diferentes, dependiendo del contenido del polvo de ladrillo de arcilla y de las características originales del ladrillo, debidas a la composición de las materias primas y a sus procesos de producción. Aunque la variabilidad de características es también muy significativa en los RCD.

3.- CARACTERIZACIÓN DE ADICIONES DE COLOMBIA PARA CAC

La composición química de las adiciones empleadas como reemplazo de cemento para la elaboración de CAC, generalmente, presentan contenidos de SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ y CaO. En la tabla 1 se observan las propiedades químicas y físicas de algunas adiciones estudiadas en Colombia por el GMC, tales como la ceniza volante (FA), la escoria de carbón (E), el residuo de mampostería (RM), el material volcánico del Puracé (MVP), el material volcánico del Tolima (MVT), una caliza molida comercial (LP) y un lodo calcáreo (LC) proveniente de una industria productora de papel [37-42].

La actividad resistente de las adiciones se evaluó de acuerdo al Índice de Actividad Resistente con cemento portland -IAR (*Strength activity index with portland cement*)-siguiendo el procedimiento estándar establecido en la norma C311 / C311M – 16. Este índice se define como la relación entre la resistencia a la compresión entre el mortero con la adición y el mortero de control multiplicado por 100. El IAR se evaluó a los 28 días de

curado de la mezcla con adición que tenía 20% en peso de reemplazo del cemento Portland usado en la mezcla de control.

Aunque el índice se especifica en ASTM C311 para cenizas volantes o puzolanas naturales, se extendió a todos los materiales de adición investigados, dado que se evalúa es la actividad resistente y no la actividad puzolánica, pues es claro que materiales que por naturaleza no tendrían actividad puzolánica, tal como los lodos de la industria papelera, sí podrían cumplir el requisito que establece la norma mencionada para materiales puzolánicos como son las cenizas volantes y las puzolanas naturales tipo N, pero entendiendo que el mecanismo no es la reacción puzolánica sino otro, por ejemplo, por complementación granulométrica o refuerzo particulado. En la tabla 2 se observan los IAR de cada una de las adiciones, los cuales superan el límite (IAR >75%) establecido por la norma ASTM C618- 15

Tabla 1. Composición química de adiciones

	FA	E	RM	MVP	MVT	LP	LC
<i>Composición química</i>							
SiO ₂	33,85	50,99	54,09	87,45	64,36	8,5	0,3
Al ₂ O ₃	24,72	27,45	15,5	0,23	15,9	-	
CaO	6,92	4,92	8,73	0,07	4,71	-	
Fe ₂ O ₃	6,34	6,53	9,84	1,89	4,92	-	
MgO	2,25	0,74	3,5	0,05	1,80	-	0,04
NaO	-	1,3	1,92	0,05	5,38	-	
SO ₃	-	0,21	0,14	0,04	-	-	
CaCO ₃	-	-	-	-	-	85,38	99,3
% PF	21,42	4,17	3,4	8,35	0,4	-	-
<i>Propiedades Físicas</i>							
Densidad (g/cm ³)	-	2,3	2,6	2,2	2,1	2,7	-
Tamaño de partícula (µm)	23,9	19,1	26,6	21,1	20,2	11,7	15,9

Tabla 2. Valores de índice de actividad resistente, IAR [38-41]

<i>Tiempo de curado</i>	FA	E	RM	MVP	MVT	LP	LC
28 días	129%	92,98%	82,6%	77,51%	92,36%	-	-

4.- MEZCLAS DE CONCRETO AUTOCOMPACTANTE

Los concretos autocompactantes con cada una de las adiciones se prepararon usando diseños diversos. El cemento se reemplazó en peso en diferentes niveles para cada una de las adiciones. La composición de las mezclas en kilogramos por metro cúbico de concreto se muestra en la Tabla 3. Vale la pena remarcar que el contenido de polvo se mantuvo constante en las mezclas con E, RM, MVT y la mezcla ternaria adicionada con MVT y MVP. La mezcla control de cada CAC con diferente adición se designó CAC 100_XX, donde el 100 representa el porcentaje de OPC presente en el concreto, seguido de la abreviatura de la adición, por ejemplo el CAC 65_FA-35, indica que este concreto autocompactante presentaba como material cementante 65% cemento Portland y 35% ceniza volante. De la misma manera, otras mezclas fueron designadas con cambio de la adición y el porcentaje.

Tabla 3. Composición de las mezclas de CAC con adiciones colombianas [38-41]

	Kg/m ³ de concreto											
	Cemento	FA	E	RM	MVP	MVT	LP	LC	Agua	a. Fino	a. Grueso	SP
CAC 100_FA-0	550	-	-	-	-	-	-	-	198	860	770	6,6
CAC 65_FA-35	357,5	192,5	-	-	-	-	-	-	198	859	770	6
CAC 50_FA-50	275	275	-	-	-	-	-	-	198	859	770	5,8
CAC 100_E-0	480	-	-	-	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 90_E-10	432	-	48	-	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 80_E-20	384	-	96	-	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 70_E-30	336	-	144	-	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 50_E-50	240	-	240	-	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 90_RM-10	432	-	-	48	-	-	-	-	216	643	965	2,64
CAC 80_RM-20	384	-	-	96	-	-	-	-	216	643	965	2,88
CAC 70_RM-30	336	-	-	144	-	-	-	-	216	643	965	2,92
CAC 50_RM-50	240	-	-	240	-	-	-	-	216	643	965	2,95
CAC 100_MVT-0	480	-	-	-	-	-	-	-	226	633	950	2,64
CAC 80_MVT-20	384	-	-	-	-	96	-	-	226	633	950	2,64
CAC 70_MVT-30	312	-	-	-	-	144	-	-	226	633	950	2,64
CAC 70_MVT-20 MVP-10	278	-	-	-	48	96	-	-	226	633	950	3,84
CAC 67_LP-33	450	-	-	-	-	-	225	-	200	795	895	5,4
CAC 74_LP-26	450	-	-	-	-	-	157,5	-	200	795	895	5,4
CAC 67_LC-33	450	-	-	-	-	-	-	225	220,5	795	895	11,2
CAC 74_LC-26	450	-	-	-	-	-	-	157,5	216	795	895	7,69

4.1.- Propiedades en estado fresco

La evaluación de las propiedades en estado fresco de cada una de las adiciones en las mezclas de CAC se realizó en el embudo en V, flujo de asentamiento por cono de Abrams y caja en L. El ensayo Embudo en V o *V-funnel* se realizó de acuerdo a los estándares de la EFNARC [23]. La prueba se utiliza para determinar la capacidad de llenado (capacidad de flujo) del concreto con un tamaño máximo de 20 mm. El embudo se llena con aproximadamente 12 litros de concreto y se mide el tiempo necesario para que fluya a través del embudo. La viscosidad plástica del concreto fresco puede ser evaluada con base en el tiempo del flujo en el embudo en V. El ensayo Flujo de Asentamiento o *slump flow* se realizó también de acuerdo con los estándares de las EFNARC [23]. La prueba evalúa la capacidad de llenado y el flujo libre del CAC en ausencia de obstrucciones. Este ensayo no presenta indicaciones de la capacidad del concreto para pasar por entre la armadura sin bloqueos, pero puede presentar indicios de la resistencia a la segregación [10]. El ensayo Caja en L o L-box está basado en un diseño japonés, que se realizó de acuerdo con los estándares de las EFNARC. La prueba indica la capacidad de paso del CAC en estado fresco cuando está sometido a pequeñas aberturas o bloques fuertemente reforzados. Las características y requisitos de las directrices de la EFNARC de CAC se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Especificaciones de EFNARC [23]

Características	Método de prueba	Especificación	Clase	Valores
Trabajabilidad	Prueba de flujo de asentamiento	flujo de asentamiento (mm)	SF1	550 a 650 mm
			SF2	660 a 750 mm
			SF3	760 a 850 mm
Viscosidad (velocidad flujo)	de T ₅₀₀ (flujo de asentamiento) o Prueba del embudo en V	T ₅₀₀ en s tiempo del embudo en V	VS1/VF1	≤ 2 s / ≤ 8 s
			VS2/VF2	> 2 s / 9 a 25 s
Capacidad paso	de Prueba de caja en L	Capacidad de paso	PA 1	> 0,8 con 2 barras
			PA 2	≥ 0,8 con 3 barras
Segregación	Prueba de resistencia a la segregación (tamiz)	% de resistencia a la segregación	SR1	≤ 20%
			SR2	≤ 15%

4.1.1 Resultados de ensayos en estado fresco

En la Tabla 5 se muestra el resultado de cada uno de los ensayos de las diferentes mezclas de CAC en estado fresco. La mezcla de CAC con ceniza volante [38] indica que el reemplazo de OPC por FA generó un mayor flujo de asentamiento (2,54 % y 2,83 % para los CAC con 35% y 50% de FA respectivamente), menor tiempo en el embudo en V y una relación H2/H1 mayor en comparación con su mezcla de referencia (CAC 100_FA-0), este comportamiento es característico de algunos FA en CAC [43]. También, el uso de FA hizo que el contenido de superplastificante (SP) disminuyera en las mezclas de CAC, comportamiento que coincide con el obtenido en el estudio realizado por Gesoglu et al.,

(2012) [44]. Respecto a los CAC con Escoria de carbón, se aprecia que esta adición (E) no produjo incrementos en la demanda de agua y en la cantidad del aditivo superplastificante requerido para lograr las propiedades de diseño en estado fresco y cumplir con los criterios de conformidad de CAC, según la EFNARC [23]; sin embargo, a mayores porcentajes de reemplazo de OPC por E se generaba una pérdida de las propiedades en estado fresco, como el flujo libre en ausencia de obstrucciones que iba desde 1,57% hasta 16,5% en la mezclas con 30% y 50% de E. Por otra parte, las mezclas de CAC con residuo de mampostería se encuentran entre los valores establecidos por la EFNARC [23], excepto la mezcla con 30% de RM. El empleo de esta adición generó una mayor demanda de SP en las mezclas con los mayores porcentajes de reemplazo de RM por OPC (30% y 50% de RM por OPC) [39], este comportamiento puede ser atribuido a que al realizarse el reemplazo en peso del RM por OPC se estaba adicionando un mayor volumen de este residuo, por lo que se necesitaría una mayor cantidad de líquido para mojar la superficie de las partículas de este material.

Tabla 5. Trabajabilidad de las diferentes mezclas de CAC en estado fresco [38-41]

<i>Mezcla</i>	Flujo de asentamiento (mm)	Embudo en V (s)	Caja en L (H2/H1)
CAC 100_FA-0	670	18,0	0,82
CAC 65_FA-35	687	11,1	0,88
CAC 50_FA-50	689	10,8	0,96
CAC 100_E-0_RM-0	635	19,9	0,98
CAC 90_E-10	720	8,2	0,79
CAC 80_E-20	690	9,3	0,78
CAC 70_E-30	625	8,7	0,77
CAC 50_E-50	530	12,9	0,76
CAC 90_RM-10	623	14,1	0,82
CAC 80_RM-20	740	4,3	0,84
CAC 70_RM-30	644	13,3	0,68
CAC 50_RM-50	740	10,1	0,76
CAC 100_MVT-0	722	4,5	0,99
CAC 80_MVT-20	753	6,3	0,87
CAC 70_MVT-30	743	7,3	0,88
CAC 70_MVT-20 MVP-10	721	4,3	0,89
CAC 67_LP-33	750	9,5	1,00
CAC 74_LP-26	750	10,0	0,99
CAC 67_LC-33	720	11,0	0,96
CAC 74_LC-26	720	11,3	0,99

Respecto a los CAC con material volcánico (MVT y MVT/MVP), las mezclas con 20% y 30% de MVT presentaron un mayor flujo de asentamiento en comparación con la mezcla de referencia (CAC 100_MVT-0), este comportamiento confirma que el MVT genera un incremento en la fluidez de las mezclas. En cuanto a la mezcla ternaria (CAC 70_MVT-20-MVP-10) sí presentó una disminución de la fluidez. Los CAC con caliza comercial molida presentaron mayor trabajabilidad que los CAC con lodos calcáreos de la industria papelera. Al nivel mundial y particularmente en Francia, LP es una de las principales adiciones empleadas para la elaboración de CAC [45].

4.2.- Propiedades en Estado endurecido

Las propiedades evaluadas de los CAC en estado endurecido incluyen las mecánicas como resistencia a la compresión, tracción indirecta, absorción y porosidad. Estas propiedades dependen de parámetros tales como la relación a/c y las características de cada una de las adiciones, entre otros.

4.2.1.- Resistencia a la compresión

La Figura 1 muestra la evolución de la resistencia a la compresión con el tiempo de curado de las mezclas de CAC adicionadas con ceniza volante, escoria de carbón y residuo de mampostería. Para ello se moldearon probetas cilíndricas de 76,2 mm de diámetro x 152,4 mm de alto y se evaluó la resistencia a la compresión de acuerdo con ASTM C39. La mezcla con mayor resistencia (43,4 MPa) a 28 días de curado fue la que contenía 35% de FA (con 13% más de resistencia que su mezcla de referencia - CAC 100_FA-0), aunque hay que resaltar que es la mezcla con mayor contenido de material cementante (550 kg/m^3) en comparación con los CAC con RM, E, MVT y MVT/MVP, teniendo así menor relación agua/cementante, además es la adición con mayor índice de actividad Resistente. Por otra parte, reemplazos del cemento en porcentajes elevados (50%) de RM y E en las mezclas de CAC generaron pérdidas elevadas en la resistencia a la compresión de 31,1% y 26,9% respectivamente, en comparación a su mezcla de referencia (CAC 100_E-0_RM-0). Este comportamiento puede atribuirse a que la cantidad de RM o E presente en la mezcla es mayor que la cantidad requerida para combinarse con la cal (portlandita) liberada durante el proceso de hidratación [46]. En general, también se observa una reducción en la resistencia a la compresión a edades tempranas debido al efecto dilución [47], y en algunos casos a la velocidad de reacción muy baja.

Con base en los resultados obtenidos se podría identificar que la evolución de resistencia a la compresión más significativas de los concretos autocompactantes con diferentes adiciones (FA, E o RM) la obtuvieron los CACs con la mayor presencia de adición. Para los CAC con 35% y 50% de FA la evolución de resistencia desde los 28 días de curado a 90 días de curado fue de 12,7% y 33,1% respectivamente. Por otra parte, los CACs con 10%, 20%, 30% y 50% de escoria presentaron una evolución de la resistencia desde los 28 días a los 90 días de curado de 16,08%, 17,16%, 20,3% y 44,4% respectivamente. En cuanto a los CACs con RM la mayor evolución de la resistencia a la compresión desde los 28 días de curado a los 90 días de curado la presentó el CAC con 50% de RM con una ganancia de resistencia de 33,99% seguida por el CAC con 30% RM la cual tuvo una ganancia de 24,24%

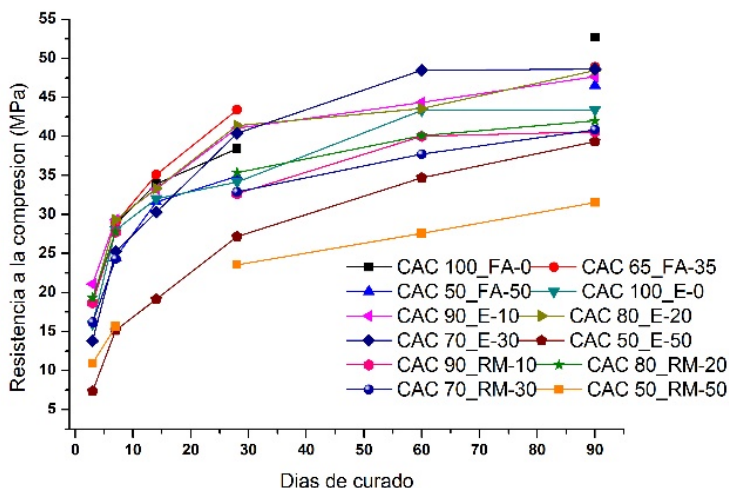


Figura 1. Resistencia mecánica de CAC con FA, E y RM [38-40]

En la Fig. 2 se observa el comportamiento resistente con el tiempo de curado de las mezclas de CAC con caliza molida, lodo calcáreo, material volcánico (MVT y MVT/MVP) y la de la mezcla CAC65-FA-35, la cual presentó la mayor resistencia a la compresión a los 28 días de curado. La mezcla CAC 67_LP-33, que contenía una cantidad elevada de finos (675 kg/m^3), presentó un buen desempeño de la resistencia a la compresión, y esto es atribuido, según algunos investigadores [48], a que la piedra caliza en reemplazos pequeños acelera la hidratación del cemento debido a la creación de lugares de nucleación, lo cual influencia las reacciones de hidratación, además porque el uso de adiciones con grandes áreas superficiales puede conducir a una baja porosidad capilar y por lo tanto a aumentar la resistencia [49]. Con respecto a los CAC con material volcánico, todas las mezclas presentaron una menor resistencia con respecto a su mezcla de referencia (CAC 100_MVT-0) [50], y su evolución de resistencia no superó el 21% desde los 28 días de curado a los 90 días de curado para la mezcla con 30% de MVT (CAC 70_MVT-30), la cual presentó la mayor ganancia de resistencia en este periodo de tiempo; sin embargo, comparándola con la mezcla de referencia (CAC 100_MVT-0) la resistencia era 42,8% menor a los 28 días de curado.

En general, cuando a las mezclas de cemento Portland se le incorporan adiciones minerales se pueden producir tres diferentes efectos, que dependiendo de las proporciones en qué se encuentren mezclados y de sus características físicas, químicas y mineralógicas podrá variar su influencia en función del tiempo. Los efectos son: efecto dilución, efecto de relleno y la acción puzolánica. En el caso de las adiciones LP, LC y el MVT, al ser materiales inertes, en las mezclas con porcentajes bajos de sustitución predominó el efecto de relleno. En el caso de la mezcla con 50% de RM (CAC 50_RM-50) y 50% de E (CAC 50_E-50) se apreció un efecto de dilución, con disminución significativa de las propiedades

mecánicas a edades tempranas, lo que era de esperar, dado que las reacciones puzolánicas ocurren después de las reacciones de hidratación del cemento, pues es necesaria la formación del hidróxido de calcio, el cual se genera en estas [50] y, por otra parte, no todas las puzolanas presentan reactividades elevadas, puesto que la velocidad de reacción está influenciada por la composición química de las puzolanas, así como también, por el área superficial de las partículas y por su amorficidad [51], derivada, entre otros, del proceso de enfriamiento de ellas.

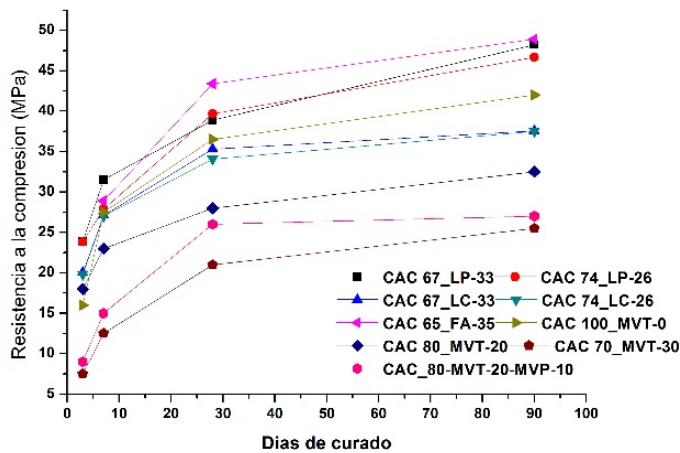


Figura 2. Resistencia a la compresión de CAC con MVT, MVT/MVP, LP y LC y CAC 65_FA-35 [37,38].

4.2.2 Resistencia a la tracción indirecta

La resistencia a la tracción indirecta es otra de las propiedades importantes en el diseño de estructuras. Aunque el concreto no está normalmente diseñado para soportar fuerzas de tracción, el conocimiento de la resistencia a la tracción se vuelve importante, ya que este se emplea para estimar el nivel de carga bajo el cual empieza el agrietamiento [52]. Por el ejemplo en el diseño de concretos simples y con refuerzo, como es el caso de presas y losas, la capacidad del concreto para soportar fuerzas de tracción es tan importante como su capacidad de soportar esfuerzos a la compresión. En la figura 3 se aprecian los resultados experimentales de las mezclas de CAC con FA y RM sometidas al ensayo de tracción indirecta de acuerdo con la norma ASTM C496. La mezcla CAC 65_FA-35 presentó la mayor resistencia a la tracción indirecta al igual que en el caso de la resistencia a la compresión, corroborando la relación que existe en los concretos entre estas dos propiedades. Las mezclas de CAC con FA presentaron mayor cantidad de cementante que las mezclas de CAC con RM, lo que incide en un mayor desempeño en la prueba a la tracción. En la Fig. 3, también se observa que a 7 días de curado,

En mezclas con mayores porcentajes de reemplazo de cemento por la adición hay una disminución en la resistencia a la tracción indirecta para las mezclas endurecidas con adición de FA y RM, en las cuales, a edades posteriores, su comportamiento varía debido a las reacciones como sucede a los 90 días con las mezclas de CAC con FA y a los 180 días de curado con los CAC con RM.

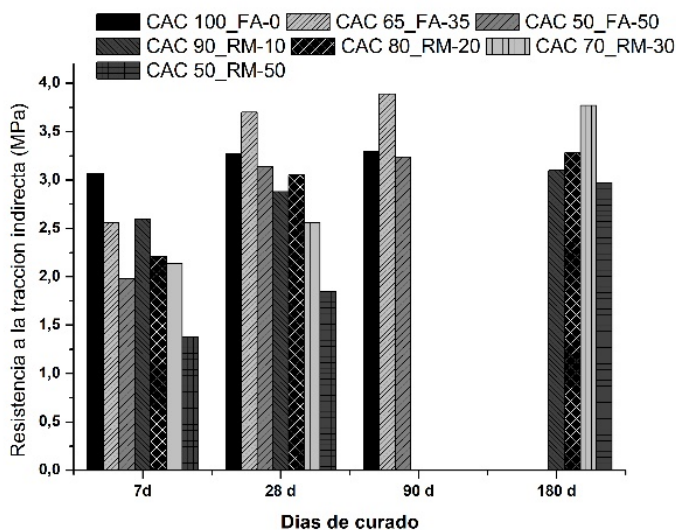


Figura 3. Resistencia a la tracción indirecta de CAC con FA o RM

Las mezclas de CAC con E, MVT y MVT/MVP se evaluaron a 28, 90 y 360 días, respectivamente. La Fig. 4 muestra que estas mezclas presentaron una relación proporcional entre la resistencia a la compresión y la tracción indirecta. En cuanto a la mezcla con escoria de carbón (E), el empleo de esta adición produjo una ganancia de 4,5% con respecto a su mezcla de control, esto puede ser debido a que esta adición hace reducir la cantidad de cristales de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ para producir más tobermorita (C-S-H).

Las mezclas de CAC con material volcánico presentaron una disminución resistente con respecto a la mezcla de referencia (CAC 100_MVT-0); sin embargo, a pesar de esta reducción, la mezcla con 20% de MVT presentó similar resistencia que la mezcla de referencia, a lo largo del periodo de evaluación, y solo hasta los 360 días de curado se observó una reducción del 13%, lo que confirma que en esta mezcla predominó el efecto de relleno y gracias a la dispersión de las partículas se promovió la densificación de la matriz cementicia, pero al incrementarse el tiempo de curado el desarrollo de las reacciones de hidratación del cemento disminuyó y no hubo mayor contribución del MVT debido a que es un material inerte.

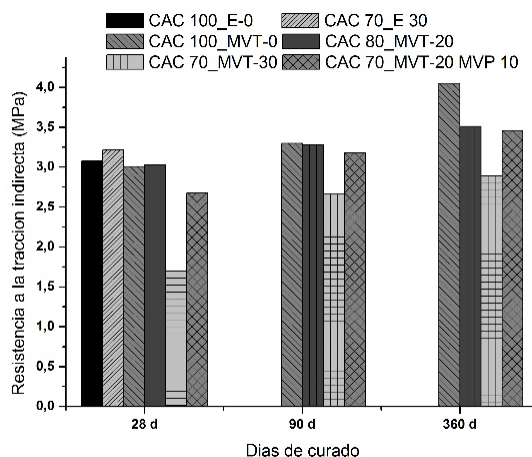


Figura 4. Resistencia a la tracción indirecta de CAC con E, MVT o MVT / MVP

4.2.3 Absorción y porosidad

Las mediciones de absorción y del de volumen de poros permeables de los CAC se realizaron, de acuerdo con ASTM C642, en probetas cilíndricas de 76,2 mm de diámetro x 152,4 mm de alto, siendo curadas a los 28 días. Los resultados de la absorción y porosidad se presentan en la Figs. 5 y 6. Los resultados indican que el efecto de la adición en las mezclas a 28 días de curado no presenta una influencia positiva, ya que no se aprecia una reducción significativa de los poros permeables y de la absorción de agua; sin embargo, la mezcla con 30% de E (CAC 70% -E-30) sí presentó una reducción de estos dos parámetros en comparación con su mezcla de referencia. La razón a esto puede deberse a la conversión de poros continuos en discontinuos debido a la reacción puzolánica en esta mezcla a los 28 días de curado, de igual manera sucede con la mezcla CAC_65 FA-35, pero en menor grado. Estas dos adiciones (E y FA) fueron las que presentaron un mayor IAR, por lo que su efecto como material cementicio suplementario se puede observar a tiempos de hidratación más cortos en comparación con los otros materiales de adición. Estas mezclas presentaron una disminución en el porcentaje de absorción de 11,2% y 3% respectivamente, en comparación a sus mezclas de referencia. Por otra parte, las mezclas con mayor contenido de poros permeables en comparación con su mezcla de referencia son las que presentaron menor resistencia a la compresión. De hecho, el aumento del contenido de poros disminuye la capacidad de carga del concreto y por lo tanto la resistencia a la compresión disminuye. En general, las mezclas con los mayores porcentajes de reemplazo del cemento presentaron mayores porosidades y absorción de agua, lo cual está acorde con lo mencionado por Mejía & Rodríguez [52].

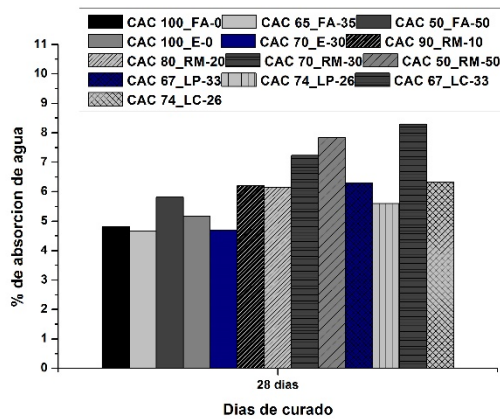


Figura 5. Absorción después de inmersión de los CACs

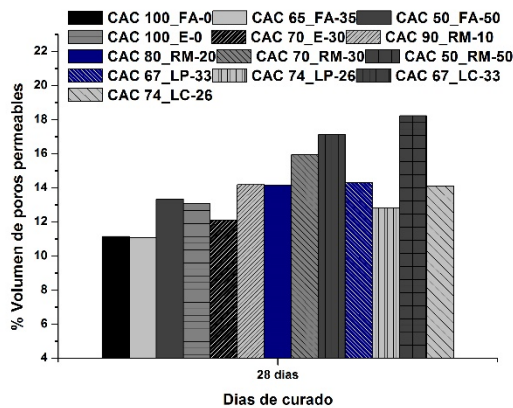


Figura 6. Volumen de poros permeables de los CACs

5.- CONCLUSIONES

Con base en los resultados experimentales, se extraen las siguientes conclusiones:

- Los materiales estudiados: FA, E, LP, y el RM, MVP y MVT si tienen potencial para ser adicionados en los CAC y obtener propiedades adecuadas en las mezclas, tanto en estado fresco como endurecido. Todas las mezclas de CAC conteniendo adiciones cumplieron con el flujo de asentamiento de acuerdo con el criterio expuesto en las Directrices Europeas para concreto autocompactante – EFNARC, ya que el diámetro

de los concretos después de elevar el cono de manera vertical se encontraba entre 623 y 750 mm. Sin embargo, al emplear más de 30% de escoria como reemplazo de OPC en CAC la mezcla (CAC 50_E-50) no superó el límite inferior (550 mm), especificado en esa directriz.

- El empleo de escoria de carbón (E) como puzolana en la elaboración de CAC permitió la reducción del contenido de cemento hasta un 30%, destacando su aporte en la resistencia de las mezclas a tempranas edades, siendo excelente a edades prolongadas o superiores a los 28 días.
- La incorporación de los finos de mampostería (RM) como sustitución parcial del cemento Portland no afecta de gran manera el comportamiento mecánico de los concretos elaborados cuando se utilizaron porcentajes bajos (10% y 20%). Sin embargo, se resalta, que el desarrollo de la resistencia a la compresión a edades cortas fue aceptable, logrando incluso valores muy similares a los de la mezcla de control hasta con un 30% de reemplazo del cemento por RM.
- El reemplazo de cemento Portland en cantidades elevadas como el 50% por RM o E afecta de gran manera el desempeño mecánico y en estado fresco de las mezclas de CAC, por el contrario, la presencia de FA en las mezclas de CAC aumentó el flujo de asentamiento, la relación de bloqueo y aumento de la fluidez.
- La incorporación de material volcánico a la mezcla de CAC como reemplazo del cemento Portland produce diferentes efectos sobre las propiedades mecánicas, tales como el efecto de relleno o la dilución dependiendo de las proporciones, donde es más notorio el efecto dilución para la mezcla con 30% de MVT, lo que genera una pérdida significativa en las propiedades mecánicas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores presentan sus agradecimientos al proyecto “Investigación de un material cementicio ecoeficiente para elementos de construcción de bajo costo”, contrato FP44842-399- 2015, soportado financieramente por COLCIENCIAS- “EL PATRIMONIO AUTONOMO FONDO NACIONAL DE FINANCIAMIENTO PARA LA CIENCIA, LA TECNOLOGIA Y LA INNOVACIÓN, FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS” y al Departamento Administrativo de Ciencia y Tecnología (COLCIENCIAS) por el soporte brindado. Asimismo, se reconoce el apoyo logístico brindado por el Centro de Excelencia de Nuevos Materiales (CENM).

REFERENCIAS

- [1] Shi, C., Wu, Z., Lv, K. and Wu, L., 'A review on mixture design methods for self-compacting concrete', *Construction and Building Materials* 84 (2015) 387–398.

Concreto autocompactante con materiales cementicios suplementarios de Colombia

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [2] Zhao, H., Sun, W., Wu, X. and Gao B., 'The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures', *Journal of Cleaner Production* **95** (2015) 66-74.
- [3] Ozawa, K., Maekawa, K., Kunishima M. and Okamura, H., 'Performance of concrete based on the durability design of concrete structures'. In 'Proceedings of the Second East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction', Chiang Mai, Thailand, (1989) 1346-2354.
- [4] Okamura H. and Ouchi, M., 'Self-compacting high-performance concrete', *Progress in Structural Engineering and Materials* **1**(4) (1998) 378-383.
- [5] Sua-Iam G., Makul, N., 'Effect of incinerated sugarcane filter cake on the properties of self-compacting concrete', *Construction and Building Materials* **130** (2017) 32–40.
- [6] Shi, C., 'Design and application of self-compacting lightweight concrete'. In: SCC'2005-China: 1st international symposium on design, performance and use of self-consolidating concrete. RILEM Publications SARL; 2005.
- [7] Shi, C. and Wu, Y., 'Mixture proportioning and properties of self-consolidating lightweight concrete containing glass powder', *ACI Materials Journal* **102** (5) (2005) 355-363.
- [8] Ardalan, R., Joshaghani, A. and Douglas Hooton, R., 'Workability retention and compressive strength of self-compacting concrete incorporating pumice powder and silica fume', *Construction and Building Materials* **134** (2017)116–122.
- [9] Granata, M.F., 'Pumice powder as filler of self-compacting concrete', *Construction and Building Materials* **96** (2015) 581–590.
- [10] EFNARC. 'Specification and Guidelines for Self-compacting Concrete'. English. European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, (2002) Norfolk, UK.
- [11] Puthipad, N., Ouchi, M., Rath, S. and Attachaiyawuth, A., 'Enhancement in self-compactability and stability in volume of entrained air in self-compacting concrete with high volume fly ash' *Construction and Building Materials* **128** (2016) 349–360.
- [12] Habert, G., Lacaillerie, de E.D.J.B. and Roussel, N., 'An environmental evaluation of geopolymer based concrete production reviewing current research trends', *Journal of Cleaner Production* **19** (11) (2011) 1229-1238.
- [13] Barluenga, G., Puentes, J. and Palomar, I., 'Early age monitoring of self-compacting concrete with mineral additions', *Construction and Building Materials* **77** (2015) 66–73.

- [14] Dinakar, P., Sethy, K.P. and Sahoo, U.C., 'Design of self-compacting concrete with ground granulated blast furnace slag', *Materials & Design* **43** (2013) 161–169.
- [15] Ramezani-pour, A.A., Kazemian, A., Sarvari, M. and Ahmadi, B., 'Use of natural zeolite to produce self-consolidating concrete with low Portland cement content and high durability', *Journal of Materials in Civil Engineering* **25** (5) (2013) 589–596.
- [16] Mahalingama, B., Nagamani, K., Kannanc, L.S., Mohammed Haneefaa, K. and Bahurudeen, A., 'Assessment of hardened characteristics of raw fly ash blended self-compacting concrete', *Perspectives in Science* **8** (2016) 709-711.
- [17] Van den Heede, P., Gruyaerta, E. and De Belie, N., 'Transport properties of high-volume fly ash concrete: capillary water sorption, water sorption under vacuum and gas permeability', *Cement Concrete and Composites*. **32** (10) (2010) 749-756.
- [18] Harison, A., Srivastava, V. and Herbert, A., 'Effect of fly ash on compressive strength of Portland pozzolona cement concrete', *Journal of Academia and Industrial Research (JAIR)* **2** (8) (2015) 476-479.
- [19] Saleh Ahari, R., Kemal Erdem, T. and Ramyar, K., 'Effect of various supplementary cementitious materials on rheological properties of self-consolidating concrete', *Construction and Building Materials* **75** (2015) 89-98.
- [20] Özbay, E., Erdemir, M. and Ibrahim H. 'Utilization and efficiency of ground granulated blast furnace slag on concrete properties – A review', *Construction and Building Materials* **105** (2016) 423–434.
- [21] Silva Y. 'Investigación sobre utilización de agregado reciclado de concreto y material de muros de mampostería en concretos autocompactantes', Tesis de Maestría. Universidad del Valle, (2015) Cali-Colombia.
- [22] Boukendakdji, O., Kadri, E-H. and Kenai, S., 'Effects of granulated blast furnace slag and superplasticizer type on the fresh properties and compressive strength of self-compacting concrete', *Cement & Concrete Composites* **34** (2012) 583–590.
- [23] EFNARC. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use. (2005). <http://www.efnarc.org/pdf/SCCGuidelinesMay2005.pdf>
- [24] Altoubat, S., Badran, D., Junaid, M.T. and Leblouba, M., 'Restrained shrinkage behavior of Self-Compacting Concrete containing ground-granulated blast-furnace slag', *Construction and Building Materials* **129** (2016) 98–105.
- [25] Sua-Iam, G. and Makul, N., 'Use of increasing amounts of bagasse ash waste to produce self-compacting concrete by adding limestone powder waste', *Journal of Cleaner Production* **57** (2013) 308-319.

- [26] Sua-Iam, G. and Makul, N., 'Use of limestone powder during incorporation of Pb-containing cathode ray tube waste in self-compacting concrete', *Journal of Environmental Management* **128** (2013) 931-940.
- [27] Da Silva, P.R. and De Brito, J., 'Experimental study of the porosity and microstructure of self-compacting concrete (SCC) with binary and ternary mixes of fly ash and limestone filler', *Construction and Building Materials* **86** (2015) 101–112.
- [28] Massazza F., 'Pozzolanic Cements'. *Cement and Concrete Composites* **15** (4) (1993) 185–214.
- [29] Burgos, D., Cardona, L., Gordillo, M. and Delvasto S. 'Valoración y efectos puzolánicos del material volcánico del puracé', *Revista EIA* **12** (23) (2015) 83-93.
- [30] Ardalan, R.B., Joshaghani, A. and Douglas Hooton, R., 'Workability retention and compressive strength of self-compacting concrete incorporating pumice powder and silica fume', *Construction and Building Materials* **134** (2015) 116–122.
- [31] Kavitha, O.R., Shanthi, V.M., Prince Arulraj, G. and Sivakumar, P., 'Fresh, micro- and macrolevel studies of metakaolin blended self-compacting concrete', *Applied Clay Science* **114** (2015) 370–374.
- [32] Kannan, V. and Ganesan, K., 'Chloride and chemical resistance of self compacting concrete containing rice husk ash and metakaolin', *Construction and Building Materials* **51** (2014) 225–234.
- [33] Liu, Q., Tong, T., Liu, S., Yang, D. and Yu, Q., 'Investigation of using hybrid recycled powder from demolished concrete solids and clay bricks as a pozzolanic supplement for cement', *Construction and Building Materials* **73** (2014) 754–763.
- [34] Xiao, J., Li, W., Fan, Y. and Huang X. 'An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996–2011) ', *Construction and Building Materials*. **31** (2011) 364–83.
- [35] Guojue, W., Yingmin, L., Nina, Z. and Ingham, J.M., 'Testing and modelling the in-plane seismic response of clay brick masonry walls with boundary columns made of precast concrete interlocking blocks', *Engineering Structures* **131** (2017) 513–529.
- [36] Molnar, M. and Ivanov O.L., 'Clay brick masonry facades with cracks caused by corroding bed joint reinforcement – Findings from field survey and laboratory study', *Construction and Building Materials* **30** (2016) 775–783.
- [37] Silva, Y., Burgos, D., Valencia, W., Delvasto, S. and Alvarez J., 'Concretos autocompactantes a partir de lodo calcáreo de la industria papelera', *Revista de la Construcción* **12** (2) (2013) 166-176.

- [38] Silva, Y. and Delvasto S., 'Concreto autocompactante con diferentes niveles de ceniza volante y escoria de combustión de carbón', *Revista Colombiana de Materiales* **5** (2013) 1-9.
- [39] Silva, Y., Robayo, R., Matthey, P. and Delvasto, S., 'Obtención de concretos autocompactantes empleando residuos de demolición', *Revista Latinoamericana de Metalurgia y Materiales* **35** (1) (2015) 86-94.
- [40] Robayo, R., Matthey, P., Silva, Y. and Delvasto, S., 'Comportamiento en estados fresco y endurecido de un concreto autocompactante, adicionado con escoria de carbón, y elaborado con agregado grueso de concreto reciclado', *Informador Tecnico* **78** (2) (2014) 128-139.
- [41] Burgos, D., Cardona, L., Delvasto, S., 'Estudio de dos materiales volcánicos y efecto del tipo de molienda en su reactividad', *Revista Ingeniería de Construcción* **29** (2) (2014) 159-174.
- [42] Burgos, D., Cardona, L., Gordillo, M. and Delvasto, S., 'Valoración y efectos puzolánicos del material volcánico del Puracé', *Revista EIA* **23** (12) (2015) 83-93.
- [43] Iqbal, S., Ali, A., Holschemacher, K., Ribakov, Y. and Bier, T., 'Effect of Fly Ash on Properties of Self-Compacting High Strength Lightweight Concrete', *Periodica Polytechnica Civil Engineering* **61** (1) (2017) 81-87.
- [44] Gesoglu, M., Guneyisi, E., Kocabag, M. E., Bayram, V. and Mermerdas, K., 'Fresh and hardened characteristics of self-compacting concrete made with combine use of marble powder, limestone filler and fly ash', *Construction and Building Materials* **37** (2012) 160-170.
- [45] Diederich, P., Mouret, M. and Ponchon, F., 'Simple tools achieving self-compacting ability of concrete according to the nature of the limestone filler' *Construction and Building Materials* **48** (2013) 840-852.
- [46] Shatat, M.R., 'Hydration behavior and mechanical properties of blended cement containing various amounts of rice husk ash in presence of metakaolin', *Arabian Journal of Chemistry* **9** (2016) 1869–1874.
- [47] Itim, A., Ezziane, K., Kadri, E-H., 'Compressive strength and shrinkage of mortar containing various amounts of mineral additions', *Construction and Building Materials* **25** (2011) 3603–3609.
- [48] Moon, G.D., Oh, S., Jung, S.H. and Choi, Y.C., 'Effects of the fineness of limestone powder and cement on the hydration and strength development of PLC concrete', *Construction and Building Materials* **135** (2017) 129-136.

Concreto autocompactante con materiales cementicios suplementarios de Colombia

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [49] Al-Chaar, G., Alkadi, M., Yaksic, D. and Kallemeyn L., 'The use of natural pozzolan in concrete as an additive or substitute for cement. U.S', Army Corps of Engineers (2011) Washington, DC.
- [50] Burgos, D., 'Concreto autocompactante adicionado con material volcánico'. Tesis Doctoral. Universidad del Valle (2017), Cali-Colombia.
- [51] Sabet, F.A., Ali Libre, N. and Shekarchi, M., 'Mechanical and durability properties of self-consolidating high performance concrete incorporating natural zeolite, silica fume and fly ash', *Construction and Building Materials* **44** (2013) 175– 184.
- [52] Mejía, R. and Rodríguez, P., 'Durabilidad y corrosión en materiales cementicios. En curso internacional sobre durabilidad y corrosión de materiales cementicios', CYTED (1999) San José de Costa Rica.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Características mecánico-resistentes de hormigones fabricados con residuos siderúrgicos como conglomerantes y reducción de cemento

M^a Eugenia Parrón Rubio ⁽¹⁾, Francisca Pérez García ⁽¹⁾, Francisco Contreras de Villar ⁽¹⁾,
M^a Dolores Rubio Cintas ⁽¹⁾ y M^a José Pelufo Carbonell ⁽²⁾

⁽¹⁾ TEP-951 ARHENE. Aprovechamiento de Residuos Industriales, de Construcción y/o Demolición para la Fabricación de Hormigón Estructural y No Estructural, Dpto. Ingeniería Industrial e Ingeniería Civil. EPS Algeciras. Universidad de Cádiz

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de València, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6127>

RESUMEN

Uno de los principales problemas de la siderurgia en lo referente a la fabricación de acero, son los productos secundarios que se producen, provocando en los últimos años nuevos tipos de residuos industriales que, en función de la sostenibilidad del medio ambiente, son reutilizados o bien tratados. Este trabajo propone el análisis del comportamiento resistente de residuos en probetas de hormigón, como son polvos de humo provocados por hornos de arco eléctrico, cuando se produce la fusión de los materiales. Mediante la reducción de cemento y sustitución por este material, pueden tener una segunda vida en el mercado evitando que sean depositados en el vertedero.

PALABRAS CLAVE: Residuos siderúrgicos, Hormigón, Sostenibilidad, Resistencia mecánica.

1.- INTRODUCCIÓN

La industria siderúrgica produce hoy en día residuos que provienen de los distintos procesos en la fabricación del acero. Las cantidades varían en función del tipo de chatarra utilizado en el proceso, así como y del tipo de acero que se desea obtener, generando considerables cantidades de *escorias* y *polvos de humo*. Estos residuos son costosos de reciclar al igual que deshacerse de ellos también supone grandes inversiones. La reutilización de residuos es actualmente la tendencia para convertirlo en materia prima siendo muy importante dado que los recursos naturales del planeta son limitados, y se van agotando por el consumo excesivo de los mismos.

En ocasiones se recuperan ciertos metales de este proceso ya que es más rentable dicha recuperación por el elevado valor del metal en el mercado, que se recupera, estando entorno al 2% de la producción bruta de residuo, en la que se realiza la extracción [4].

El acero que se produjo a nivel mundial el pasado año, es aproximadamente 1.620 millones de toneladas según Internacional Iron and Steel Institute (IISI) Conferences 2016 [5]. El *polvo de humo* y la escoria es un material que se genera con la fundición del acero.

Para los aceros inoxidable, con la volatilización de ciertos elementos que se producen durante la combustión en el horno se genera un polvo muy fino, pero no solo se origina en esta fase del proceso sino también en el convertidor Argon Oxygen Decarburization (A.O.D.), donde tienen lugar las operaciones de descarbonación y afino del acero. En este caso, por cada tonelada de acero se obtienen sobre 150 kg de residuos.

Desde el punto de vista medioambiental, la Agencia Americana del Medio Ambiente (EPA), al igual que la normativa española, trata a los *polvos de humo* como productos tóxicos y peligrosos, La toxicidad de estos materiales está basada en sus contenidos en metales no féreos, principalmente, cromo, zinc, plomo, níquel y magnesio, metales todos ellos fácilmente lixiviables, filtrables al medio y consecuentemente acumulables en suelos y aguas.

Sin duda, estas transformaciones de la siderurgia generan latentes problemas medioambientales, dado que, en este momento, la reutilización de los residuos provocados por los procesos metalúrgicos no existe o es inapropiada, y estos restos suelen acabar en vertederos especializados, hechos a medida para el depósito de los mismos.

2.- PROCESO DE ANÁLISIS Y ENSAYOS

Fruto del análisis de la situación, con este trabajo pretendemos alcanzar y proponer soluciones para los residuos de aceria, en bruto o parcialmente recuperados, incorporándolos en la fabricación de un nuevo hormigón más sostenible y respetuoso con el medioambiente.

Introducimos también el análisis de la Huella Hídrica (HH) como concepto de Agua Virtual (AV), definido por primera vez por Allan [6, 7] como el agua “contenida” en un producto, entendiéndose por tal, no únicamente la cantidad física contenida en el producto, sino la cantidad de agua que ha sido necesario utilizar para generar dicho producto, considerándose con esta definición como un indicador físico de agua en el proceso de la producción de un bien o servicio.

Queremos aclarar que AV y HH están íntimamente relacionadas y diferenciadas porque el AV es el agua que ha hecho falta utilizar para producir un producto; y la HH es el agua necesaria para que una determinada persona consuma ese mismo producto.

Conocemos que por sus características los *polvos de humo* tienen propiedades aglomerantes si se incorporan a sistemas adecuados de modo que su reutilización no contamine y ejerza un efecto favorable en el sistema.

De los posibles residuos que se generan en el proceso de la fundición del acero, el más abundante es la escoria y los *polvos de humo* ferrítico y austenítico. En este trabajo se

estudiarán los polvos de humo ferrítico, mediante diversos tipos de ensayos, con variaciones en las proporciones de adición de los distintos componentes a las dosificaciones.

2.1.- Materiales

2.1.1.- Polvos de Humo Ferrítico (PHF)

En este estudio vamos a trabajar básicamente con residuos derivados de aceros inoxidable: polvos de humo ferrítico de horno de arco eléctrico (PHF). La composición en óxidos metálicos o metales de estos residuos que se van a usar como materiales se desglosan en la Tabla 1, [8].

Tabla 1. Composición típica elementos de los metales en los polvos de humo.
(Fuente: Acerinox)

	<i>Ferrítico %</i>		<i>Ferrítico %</i>
Carbono	0,20-0,50	Calcio	6,00-10,00
Silicio	2,00-4,00	Plomo	0,20-2,00
Manganeso	1,50-4,00	Zinc	5,00-15,00
Estaño	< 0,010	Magnesio	2,00-3,50
Níquel	< 0,30	Hierro	23,00-32,00
Cobre	0,20-0,50	Molibdeno	0,10-0,20
Cromo	7,00-9,00		

2.1.2.- Hormigón convencional (NA)

Los materiales de hormigón tipo que utilizaremos como modelo comparativo para el resto de ensayos de adición que se realicen. En la fabricación de este hormigón NA se partió de las siguientes propiedades y condiciones:

- Contenido de cemento 325 kg/m³. Tipo CEM I 52,5 R con una densidad 3.1 g/cm³.
- Relación w/c $3.1 \leq 0.5$
- Proporción grava/arena = Arena 50% (0-4) grava 50% (4-16)
- Consistencia blanda = 6 y 9 cm cono de Abrams
- Objetivo aproximado de categoría resistente H-35

Los componentes áridos calizos son de machaqueo, y provienen de plantas de fabricación situadas en el Campo de Gibraltar.

2.1.3.- Polvo de Humo de Sílice (PHS)

Se realizó una comparativa mediante el empleo de humo de sílice ya que nos pareció adecuado puesto que dicho material cuando se adiciona a la dosificación proporciona una mayor resistencia al hormigón. El humo de sílice que se usó fue de la marca Meyco, ya aplicado para la preparación de hormigones de alta resistencia, y sus propiedades se dan en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades del humo de sílice. (Fuente: Fuente Meyco)

<i>Aspecto</i>	<i>Polvo gris</i>
Densidad a 20° C (real)	>2.3 g/cm ³
Densidad aparente	≈ 0,2 g/cm ³
Contenido en SiO ₂	> 90%
Contenido en cloruros	< 0.1 %

2.2.- Descripción del Ensayo

2.2.1.- Elaboración de las probetas

Para el desarrollo del trabajo se elaboraron probetas de hormigón realizándose 15 amasadas con diferentes proporciones las cuales se describen en la Tabla 3 y Figuras 1 y 2, valores ideales en función de las adiciones. El análisis de diferentes artículos [9], referidos al humo de sílice, adecuaron estas proporciones al 5, 10 y 15% del polvo de humo, y 10 y 15% de adiciones de humo de sílice, aunque las “recomendaciones” indican que la sustitución óptima es un máximo del 10% de humo de sílice, el investigador deberá ir más allá en el estudio, para el desarrollo de la misma y descarte de aquellos posibles elementos no contributivos en el hormigón.

Para identificar el hormigón con cada una de sus adiciones se emplea la nomenclatura siguiente: PHF (Polvo de Humo Ferrítico) y PHS (Polvo de Humo de Sílice), realizándose 3 ensayos de hormigón convencional como referencia, definido como NA (hormigón sin adición). Una vez manufacturados cada modelo de hormigón se vaciaron en moldes, vibrándose en mesa para su compactación a una frecuencia de 42 Hz (2400 ciclos por minuto) según UNE 83-301-91.

Posteriormente se introdujeron los moldes en cámara húmeda para su curado, siendo este un recinto que permite mantener en su interior una humedad relativa igual o superior al 95% y una temperatura de 20° ± 2° C. Por último, se realizó la extracción de testigos y probetas con las cuales se realizarán los ensayos.

Tabla 3. Organización del modelo experimental de amasadas

<i>Ensayo</i>	<i>5 %</i>	<i>10%</i>	<i>15%</i>	<i>NA</i>
PHF	M-1	M-2	M-3	-
PHS	-	M-4	M-5	-
NA	-	-	-	M-6/M-7/M-8

2.2.1.- Geometría de las probetas

En lo referente a la geometría de las probetas, se confeccionaron según normativa: de forma cilíndrica de diámetro d y altura $2d$. En nuestro caso sus dimensiones se corresponden con 45 mm de diámetro y 90 mm de altura como se muestra en la Figura 1. Con estas probetas se realizarán, en una fase posterior, parte de los ensayos a compresión, [15].

Las probetas cilíndricas se tallaron sin alteraciones de morteros ni de áridos gruesos, y debido a que su superficie era plana se prescindió del refrentado de las mismas.



Figura 1. a) Muestra de probeta cilíndrica. b) Muestra de probeta prismática

Para los ensayos a flexotracción se realizaron probetas prismáticas cuyas dimensiones, según normativa, son de sección cuadrada de arista d y de longitud $2d$ o $4d$. En nuestro caso las dimensiones de dichas probetas son $40 \times 40 \times 160$ mm como muestra la Figura 2, [15].

2.2.3.- Ensayos de compresión uniaxial

Estos ensayos proporcionaron los resultados de la resistencia a compresión que se ordenan en la Tabla 4. Los ensayos a las probetas se han realizado a 7, 28 y 90 días.

Para las probetas circulares se utilizó una prensa hidráulica formada por 2 platos de compresión perfectamente rígidos, de los cuales el plato superior estaba ligado por una junta articulada, Figura 1. Este tipo de junta conserva la carga en el testigo incluso en caso de defectos entre las superficies planas, no siendo nuestro caso, ya que las caras han sido talladas. En lo referente a la carga aplicada, se seleccionó una velocidad de carga constante de $0,5$ MPa/s. (Ns/mm^2). Para la expresión de resultados la resistencia a compresión viene dada por la expresión (1):

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (1)$$

Donde f_c es la resistencia a compresión en MPa (N/mm^2); F es la carga máxima de rotura expresada en Newton y A_c es el área transversal de la probeta dada en mm^2 .

En la Tabla 6 se detallan los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas. Se han considerado los valores medios de los esfuerzos obtenidos después de romper 3 probetas en cada caso, siendo satisfactoria la valoración de la rotura según normativa. Ensayos realizados según UNE-EN 12390-3.

2.2.3.- Ensayos de flexotracción

Las pruebas de flexotracción realizadas a las probetas de hormigón fueron consecutivas y a 28 días, efectuando todos los ensayos en un mismo día y en función de la normativa UNE-EN 12390-5 [14]. El tipo de dispositivo de carga centrada de probetas utilizado está representado en la Figura 2.

En cuanto a la aplicación de la carga, se realiza de forma continua y sin choques bruscos. La fuerza no comienza a aplicarse hasta que el rodillo de carga y los de apoyo no descansen firmemente sobre la probeta (Figura 2). El incremento de velocidad R que se selecciona será conforme a la expresión:

$$R = \frac{2}{3} \cdot \frac{s \cdot d_1 \cdot d_2^2}{l} \text{ N/s} \quad (1)$$

Siendo d_1 y d_2 las dimensiones laterales de la sección cuadrada de la probeta y $l=3 \cdot d$ la distancia entre rodillos en milímetros.

La velocidad de aplicación obtenida desarrollada de la expresión (2) es,

$$R = \frac{2}{3} \cdot \frac{0.06 \cdot 40 \cdot 40^2}{160} = 16 \text{ N/s}$$

Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 7.

2.2.3.- Cálculo de la huella hídrica

Para los cálculos de la cantidad de agua que se elimina, nos basamos en datos de un estudio que nos dice la cantidad de agua virtual que se utiliza para la fabricación del cemento [7]. Los datos de partida son los siguientes:

- Para la obtención de 1.000 kg de cemento se necesitan antes de que los materiales lleguen a la fábrica de cemento 3.600 litros de agua de buena calidad.
- Una vez los materiales lleguen a la cementera para la fabricación de 1.000 kg de cemento se necesitan dependiendo de la tecnología empleada entre 180 y 360 l de agua de buena calidad

Como adicionamos un 10% o un 15% eso sería que en lugar de 1000 kg tendríamos 1100 kg o 1150 kg respectivamente, por lo que el ahorro sería de:

Tabla 4. Ahorro de agua en la incorporación del NA

Agua	H.C. (l)	10% (l)	15% (l)
Antes de llegar a la planta cementera	3600	360	540
Fabricación cemento	360	36	54
TOTAL AHORRO	0	396	592

En la elaboración del hormigón también se tiene un ahorro de agua, ya que fluidifica el material obtenido. Dependiendo de la temperatura ambiente se reduce entre un 10% o un 15% de agua, por lo que para fabricar una estructura en la que se utilizase 1.000 kg de cemento se necesitaran 604 litros de agua de buena calidad. En la Tabla 5 se facilitan los datos obtenidos de esta reducción de agua.

Tabla 5. Ahorro de agua en la fabricación NA

Agua	H.C. (l)	10% (l)	15% (l)
Fabricación hormigón	604	60.4	90.6
Total reducción	0	60.4	90.6

La Tabla 6 muestra la reducción total de agua virtual de la puesta en obra del nuevo producto. Se subraya que para una estructura que llevase 1.000 kg de cemento más 100 kg de adición de residuos industriales y en el caso más favorable que sería el 15% de eliminación de agua en su la fabricación, se reduciría aproximadamente 630 litros de agua. Esto equivaldría al consumo medio de agua de 5 personas al día.

Tabla 6. Total de ahorro de agua para la fabricación de hormigón PHA

Agua	10%+10%	10%+15%	15%+10%	15%+15%
Fabricación hormigón	369+60,4	369+90,6	540+60,4	540+90,6
Total reducción	429,4	759,6	600,4	630,6

2.3.- Resultados

Los distintos ensayos practicados, compresión y flexotracción, resultaron exitosos en un 95% de su desarrollo. Una vez desencofradas las probetas, todas tuvieron idéntico tratamiento respecto a su curado en la cámara húmeda.

Como podemos ver en la Tabla 6, el hormigón para obtener una correlación más fiable por cada ensayo se realizó una amasada de hormigón convencional H-35, alcanzando su capacidad resistente a compresión.

Realizando la comparación de los resultados obtenidos, para los mismos niveles de adición en cada ciclo de amasada, obtenemos los resultados reflejados en la Tabla 7.

Se puede observar que el hormigón con una adición del 15% de polvo de humo con respecto del hormigón convencional al igual que con la adición de humo de sílice con la misma cantidad.

El aumento de casi el 40% de la resistencia a compresión del PHF15% sobre el hormigón H-35, los datos son PHF15%=61.8MPa por NA=50.6MPa, verifican el éxito del modelo experimental propuesto.

Tabla 7. Resultados de las probetas cilíndricas: ensayos a compresión

Descripción Amasada	Compresión			Flexotracción
	7 días (MPa)	28 días (MPa)	90 días (MPa)	28 días (MPa)
PHF 5%	38.3	41.7	45.30	13,83
PHF 10%	41.3	40.17	53.10	12,6
PHF 15%	41.6	46.2	61.8	11,12
PHS 10%	43	46.2	59.5	11,92
PHS 15%	38.2	42.23	52.50	11,13
PHF 15%	41.6	46.2	61.8	13,83
NA	35.4	37	50.5	-
NA	35.15	40.1	52.7	8,5
NA	41.3	43.1	50.6	8,88

En la tabla 7, se observan los valores obtenidos de resistencia a la flexotracción de este hormigón adicionado y su comparativa con el hormigón convencional H-35, en una sola toma a 28 días. Todos los valores superan los establecidos para los H-35.

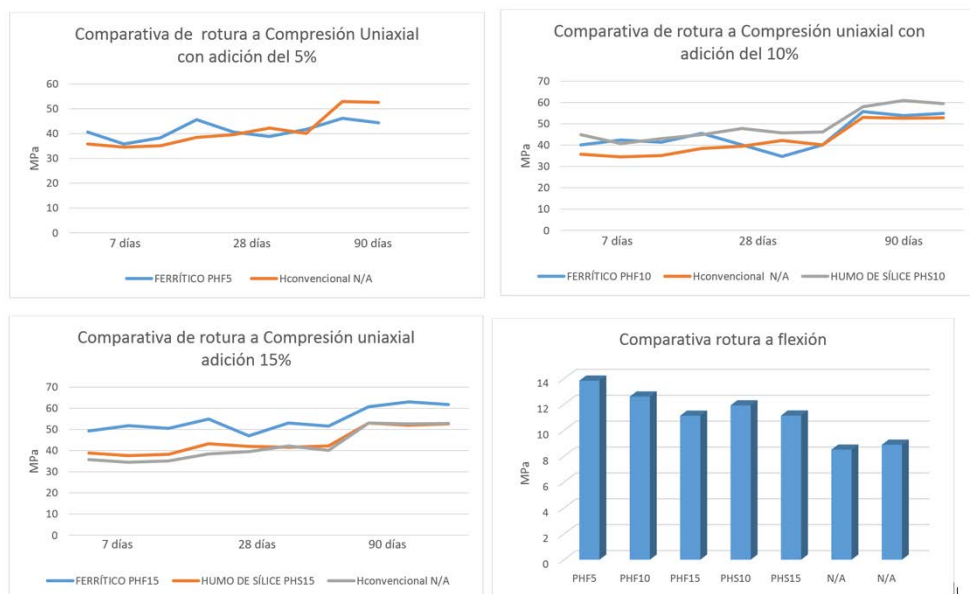


Figura 2. Gráficas de resistencia mecánica de las probetas ensayadas

3.- CONCLUSIONES

El objetivo fundamental del análisis acometido en este artículo ha sido estudiar las propiedades mecánicas resistentes del hormigón adicionado con polvo de humo, procedentes de varios procesos productivos realizados en acerías de hornos eléctricos, y hemos obtenido como principal consecuencia que el aumento de resistencia tanto a compresión como a flexión, que proporcionan estos residuos agregados como componentes de la matriz cementosa habitual que compone el hormigón.

Queremos hacer hincapié en los siguientes resultados obtenidos, que ponen en valor la investigación realizada en este artículo, que da continuidad a la actividad reciente del grupo en la consecución de retos de transferencia para la industrialización de la obra pública [16]:

- La fabricación del hormigón (H-35) con adiciones del 15% en polvos de humo ferrítico, nos da como resultado el incremento en la resistencia a compresión del 40%, en las mayores adiciones acompañado del 30% de aumento a flexotracción en las adiciones menores.
- El hormigón elaborado con polvos de humo ferrítico tiene un mayor endurecimiento a corto plazo y mejora en su comportamiento resistente entorno al 25%.
- El hormigón elaborado con polvos de humo ferrítico, empleado en hormigón de alta resistencia, mejora la resistencia frente a otros componentes como el polvo de humo de sílice, ya contrastado.
- Se ha confirmado una evolución armónica de los valores característicos de las gráficas de resistencias, hecho que avala que el modelo experimental es satisfactorio.

Con relación a la Huella Hídrica (HH) estudiada en este trabajo, queremos constatar que, para un indicador de sostenibilidad tan completo, se hacen necesarias nuevas experiencias y conclusiones que nos permitan establecer la complementariedad en su investigación asignando condiciones para las tomas de decisiones últimas.

REFERENCIAS

- [1] U. ISO 14040, “Gestión Ambiental. Análisis del ciclo de vida. Principio y marcos de referencia.” (2006).
- [2] U. ISO 14044, “Gestión Ambiental. Análisis de ciclo de vida. Requisitos y Directrices.” (2006).
- [3] U. ISO 14046, “Gestión Ambiental. Huella de Agua. Principios Requisitos y Directrices.” (2016).
- [4] M. Parrón, A. Herrero: “Proceso de obtención de metal a partir de los óxidos metálicos producidos durante la fabricación de aceros inoxidable”. Rev. Anales de Ingeniería Mecánica. (2000).
- [5] AISI, American Iron and Steel Institute, Steel Industry Technology Roadmap, Strategic Planning for Research and Development Committee, Chicago, pp. 97–100. (2016).

- [6] Allan, J.A. "Virtual Water: A Strategic Resource: Global Solutions to Regional Deficits." *Groundwater* 36, No. 4: 546 (1998)
- [7] M.M. Cheblé, Adobe y el agua virtual construcción sustentable en regiones semiáridas del Noa, UCC.UNC (2013).
- [8] Rajeh Z. Al-Zaid, Faisal H. Al- Suffir and Abdulaziz I. Al-Negheimish. Investigation of potencial uses of electric-arc furnace dust (EAFD) in concrete *Cement and Concrete Research*, Volume 27, Issue 2, Pages 267-278, (February 1997).
- [9] Duval, R., Kadri, E.H., 1998. Influence of silica fume on the workability and the compressive strength of high-performance concretes. *Cement and Concrete Research*, Volume 28, Issue 4, Pages 533-547, (April 199).
- [10] Prokopski, G., Langier B.. Effect of water/cement ratio and silica fume addition on the fracture toughness and morphology of fractured surfaces of gravel concretes. *Cement and Concrete Research*, Volume 30, Issue 9Pages 1427-1433, (September 2000)
- [11] Ian W. Hamilton and Nigel M. Sammes. Encapsulation of steel foundry bag house dusts in cement mortar. *Cement and Concrete Research* Volume 29, Issue 1, Pages 55-61, (January 1999).
- [12] Alexandre S. de Vargas, Ângela B. Masuero and Antônio C.F. Vilela Investigations on the use of electric-arc furnace dust (EAFD) in Pozzolan-modified Portland cement I (MP) pastes *Cement and Concrete Research*, Volume 36, Issue 10, Pages 1833-1841, (October 2006).
- [13] Normas UNE- EN 12390-3 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas. (junio 2003).
- [14] Normas UNE- EN 12390-5 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 5: Resistencia a flexión de probetas. (Junio 2001).
- [15] Normas UNE- EN 12390-1 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 1: Formas, medidas y otras características de las probetas y moldes. (junio 2001).
- [16] Rubio M.D., Parrón M.Á., Contreras F., Patente ES2537256 (A1) — (2015-06-03) Page bookmark: ES2537256 (A1) - Method for Producing Cinder Concrete

Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão auto compactável reforçado com fibras metálicas de pneus reciclados

Lúcio Lourenço⁽¹⁾, Ziaaddin Zamanzadeh⁽²⁾, Joaquim Barros⁽³⁾,
Delfina Gonçalves⁽¹⁾ e Inês Costa⁽¹⁾

⁽¹⁾ CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda., Vila Nova de Famalicão, Portugal.

⁽²⁾ Islamic Azad University, Bostanabad, Iran. ⁽³⁾ Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6143>

RESUMO

No passado recente, o grupo de investigação "Structural Composites" da Universidade do Minho e a empresa CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda. têm realizado vários estudos experimentais e numéricos avançados, em parceria, que permitiram a aquisição de conhecimento e o desenvolvimento de materiais de matriz cimentícia reforçados com fibras recicladas (BRFR), nomeadamente as provenientes da indústria da reciclagem de pneus. A investigação desenvolvida tem evidenciado que as fibras recicladas possuem elevadas potencialidades como reforço efetivo do betão, nomeadamente no reforço ao corte. No presente trabalho pretende-se apresentar os resultados relativos à avaliação da eficácia do reforço ao corte de vigas em betão por intermédio da aplicação de finos painéis em microbetão auto-compactável reforçado com fibras de aço de pneus reciclados nas faces de vigas de betão armado existentes. Para tal foram efetuados ensaios comparativos de resistência ao corte entre vigas em betão armado de referência (viga I com 1.25 x 0.17 x 0.30 m³; alma com 0.09 m) e vigas similares reforçadas na alma com painéis de 2 cm de espessura em microbetão auto-compactável reforçado com fibras recicladas usando dois sistemas distintos de fixação às respetivas vigas em betão armado. A eficiência da aplicação dos referidos painéis em vigas demonstrou que é possível obter aumentos de capacidade de carga da ordem dos 250% em vigas não fendilhadas e em vigas previamente fendilhadas. Os resultados e conclusões obtidos são apresentados na presente publicação.

PALAVRAS-CHAVE: reforço ao corte; fibras recicladas; reciclagem de pneus.

1.- INTRODUÇÃO

O betão é o material de construção mais utilizado no mundo. Contudo, comparativamente a outros materiais, apresenta reduzida resistência à tração, ductilidade e absorção de energia. Uma das formas correntes de melhorar o comportamento mecânico do betão passa pela

Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

adição de fibras (geralmente 0,5% a 2,0% em volume) durante o processo de amassadura. De facto, a adição de fibras à matriz cimentícia do betão oferece a este uma maior resistência à propagação e abertura de fendas. Encontram-se, na bibliografia, inúmeras referências em que se constata as várias vantagens de utilização de fibras para o reforço do betão. A utilização de fibras para o reforço do betão é, atualmente, ampla, incluindo o fabrico de elementos estruturais para edifícios e em viadutos, pontes, pistas de aeroportos, indústria da pré-fabricação de elementos de betão e túneis [1-4].

O grupo de investigação "Structural Composites" da Universidade do Minho e a empresa CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda. têm realizado, no passado recente, várias campanhas experimentais e estudos numéricos avançados, em parceria, que têm permitido a aquisição de conhecimento e o desenvolvimento de materiais de matriz cimentícia reforçados com fibras recicladas. De facto, a adição de fibras de aço provenientes de pneus reciclados (aqui abreviadas pelo acrónimo “RSF”) a materiais de base cimentícia pode diminuir significativamente o comportamento frágil destes materiais, melhorando a sua ductilidade e resistência pós-fendilhação. Neste sentido, o Betão Reforçado com Fibras de Aço Recicladas (RSFRC) surge como uma opção tecnicamente eficiente e amiga do ambiente (as fibras provenientes da reciclagem dos pneus são, atualmente, um resíduo) para várias aplicações estruturais e não estruturais [5,6]. Por outro lado, a utilização de painéis de espessura reduzida em materiais cimentícios com comportamento de endurecimento em tração (*Strain Hardening Cement Composites*, SHCC) tem demonstrado uma grande potencialidade para o reforço estrutural, nomeadamente com a inclusão de laminados discretos em polímero reforçado com fibras de carbono (*Carbon Fiber Reinforced Polymers*, CFRP) [7].

Neste contexto, os autores desenvolveram um programa experimental visando a avaliação da eficácia da utilização de finos painéis em argamassa auto-compactável reforçada com fibras de aço proveniente da indústria da reciclagem de pneus (*Recycled Steel Fibre Reinforced Mortar*, RSFRM) para o reforço ao corte de vigas de betão armado. A avaliação da eficácia do reforço estrutural foi efetuada recorrendo à aplicação deste tipo de painéis nas faces laterais de vigas de Betão Armado (RC), com secção transversal em I e défice de reforço ao corte face à capacidade de carga em flexão. A colocação dos painéis em RSFRM foi efetuada recorrendo a dois tipos diferentes de ligação ao betão (ver Figura 1).

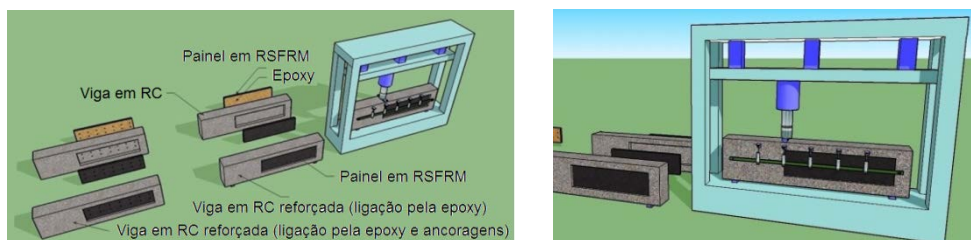


Figura 1. Apresentação genérica relativa ao reforço de vigas em Betão Armado recorrendo a painéis em RSFRM

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os provetes (vigas de escala 1/4) do presente programa experimental apresentam um comprimento de 1250 mm e uma distância entre apoios de 1040 mm (conforme Figura 2). O reforço longitudinal em varões de aço (armadura convencional) é constituído por 2 varões de 20 mm de diâmetro (face inferior) e 2 varões de 10 mm de diâmetro (face superior), dando à secção uma profundidade efetiva (d) de 260 mm. Com o intuito de promover a ocorrência de rotura por corte num dos vãos de corte, optou-se por um *setup* de ensaio de flexão em três pontos com uma relação (a/d) de 2.65. Para além disto, o vão de rotura dispunha de secção transversal em I, com comprimento de 690 mm e nenhum reforço transversal, enquanto o outro vão, de 350 mm de comprimento, foi reforçado com uma percentagem relativamente elevada de armadura transversal (varões de 10 mm de diâmetro espaçados a cada 100 mm) e dispunha de secção transversal retangular ($170 \times 300 \text{ mm}^2$) – mais informações sobre as dimensões geométricas dos provetes podem ser obtidas na Figura 5. A Figura 2 apresenta, também, a configuração do ensaio definido e a posição dos 5 transdutores lineares de deslocamento (LVDTs) utilizados para medir a deformação da viga durante a aplicação da carga.

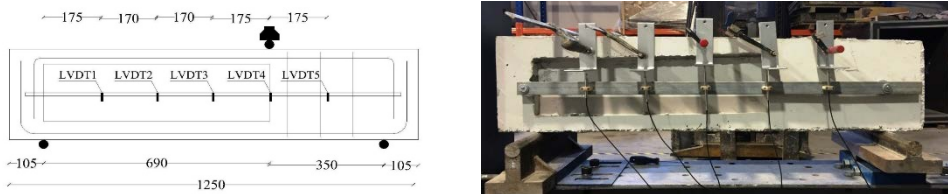


Figura 2. Proвете viga, *setup* de ensaio e posição dos LVDT's (dimensões em mm)

Foram produzidos dez painéis em RSFRM com as dimensões de $686 \times 186 \times 23 \text{ mm}^3$ (ver Figura 3). Os painéis em RSFRM foram aplicados como reforço em duas séries distintas de vigas, diferenciando-se pelo tipo de ligação ao betão: uma primeira série, com ligação conseguida por um adesivo epóxi (série SB-E); a segunda série que, para além do adesivo epóxi referido para a série anterior, incluía a utilização de ancoragens mecânicas na tentativa de aumentar a capacidade de reforço ao corte dos painéis, dando o confinamento extra que os painéis podem conferir ao betão da viga a reforçar proporcionado pelo aperto das ancoragens, bem como a expectável melhoria da ligação entre os painéis de reforço e a alma da viga a reforçar (série SB-EM). As vigas de referência, sem qualquer tipo de reforço ao corte (série SB-c), foram também ensaiadas com objetivo de servir de base de comparação para avaliar o nível de eficácia dos sistemas de reforço adotados. Os painéis restantes foram aplicados numa das vigas de referência após o seu ensaio preliminar (pré-fendilhada) de forma a avaliar a eficácia de reforço dos painéis em situações em que os elementos estruturais se encontram fendilhados.

A aplicação dos painéis RSFRM às faces laterais das vigas passou, primeiro, pela limpeza da superfície das vigas recorrendo a ar comprimido e, depois, com a aplicação de uma camada adesiva de epóxi (S&P 220, com 1 mm de espessura) aplicada homogeneamente,

Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

tanto nas superfícies da alma da viga em betão como na face interior dos painéis (ver Figura 3d). As propriedades do adesivo podem ser encontradas em Costa e Barros, 2015 [8]). Recorreu-se a grampos de cofragem durante o tempo de presa da epóxi de forma a manter pressionados os painéis contra as superfícies da alma das vigas até ao momento em que a resina adquiriu resistência de ligação suficiente para permitir a sua remoção. Duas semanas após a aplicação dos painéis RSFRM nas faces laterais das vigas, foram realizados dez orifícios (10 mm de diâmetro) através dos painéis e da alma das vigas da série SB-EM para a instalação das ancoragens mecânicas (ver localização na Figura 4). As ancoragens foram aplicadas com um torque de 20 N.m nas porcas existentes em ambas as faces das vigas.

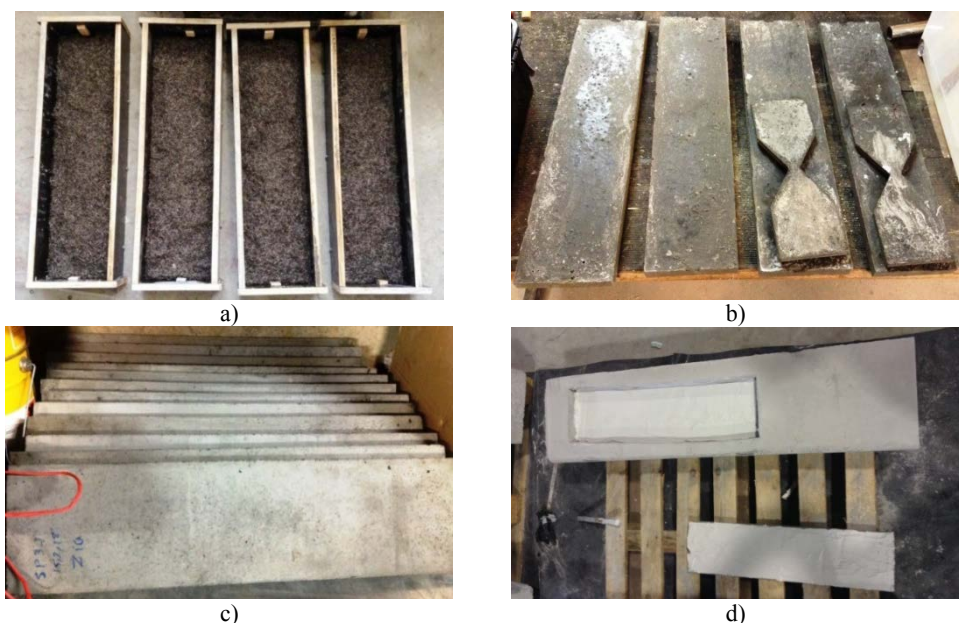


Figura 3. a) RSF colocadas dentro dos moldes; b) painéis RSFRM depois da desmoldagem; c) painéis RSFRM antes da aplicação nas vigas; d) aplicação do adesivo epóxi nas superfícies das vigas em betão e nos painéis

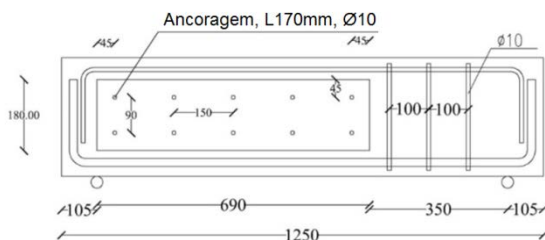


Figura 4. Posição das ancoragens mecânicas (dimensões em mm)

A Figura 5 apresenta a configuração geométrica e a tipologia de reforço das três séries de vigas produzidas para o presente programa experimental, bem como as condições de carregamento e suporte. Mais informações sobre o *setup* de ensaio poderão ser obtidas em [6].

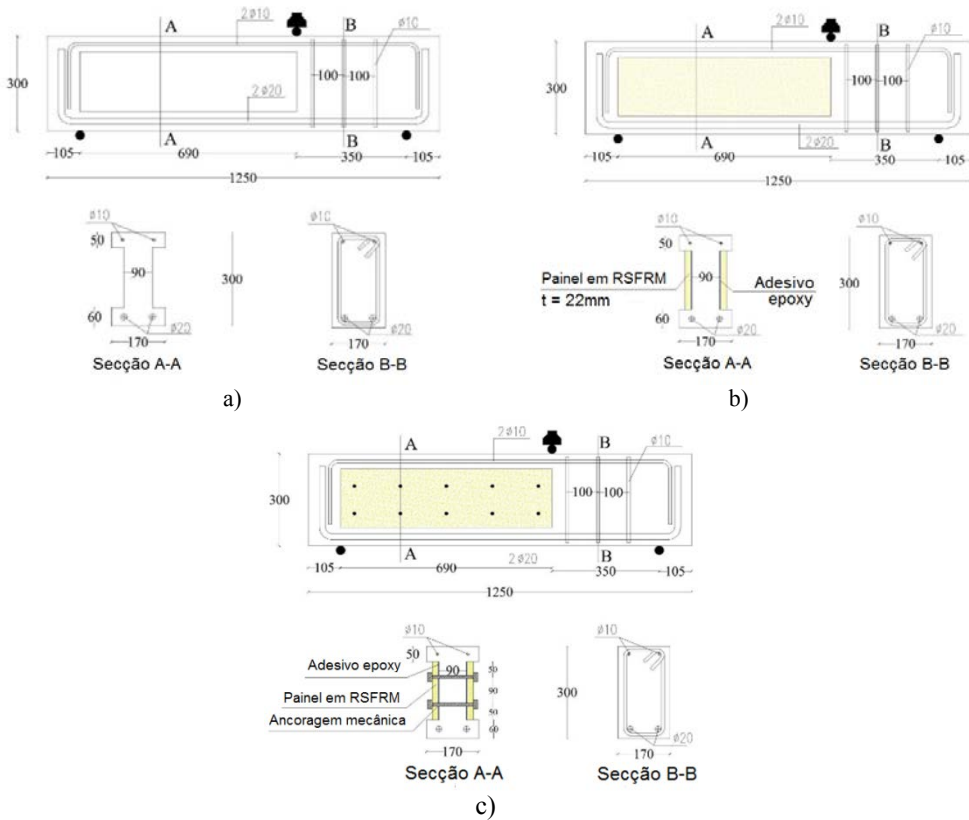


Figura 5. Geometria das três séries das vigas: a) série SB-C; b) série SB-E; c) série SB-EM (dimensões em mm)

A primeira fase dos ensaios experimentais passou pelo ensaio de uma viga por cada uma das três séries. Atendendo ao facto das vigas SB-E1 e SB-EM1 terem entrado em rotura, inesperadamente, na zona de apoio antes da ocorrência do total desenvolvimento da fenda de corte que surgiu na alma da viga, numa segunda fase do programa experimental optou-se pela instalação de um sistema de confinamento dos apoios recorrendo a placas em aço (conforme Figura 6). Os acrónimos SB-C2, SB-E2 e SB-EM2 identificam, desta forma, as vigas em RC ensaiadas na segunda fase do programa experimental. Na terceira e última fase do programa experimental, avaliou-se a eficácia da técnica de reforço com a aplicação dos painéis em RSFRM numa das vigas da série de referência pré-fendilhada, após o ensaio

realizado na primeira fase; isto é, as vigas de referência foram carregadas até à ocorrência de uma fenda corte no vão de ensaio, logo depois, descarregadas e reforçadas (PSB-E).



Figura 6. Chapas metálicas para o confinamento dos apoios

3.- RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A relação entre a carga aplicada e o deslocamento a meio vão (LVDT3, conforme Figura 2) das vigas ensaiadas é apresentada na Figura 7. As roturas obtidas na totalidade das vigas ensaiadas estão apresentadas na Figura 8. Como se pode constatar na Figura 8, somente as vigas SB-C1, SB-C2 e SB-EM2 apresentam uma clara rotura por corte, em ambas as faces da viga, na zona de corte definida para a rotura.

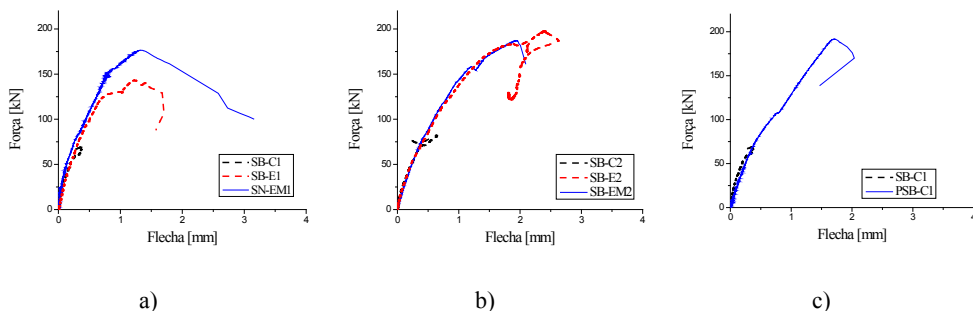


Figura 7. Relação entre carga e flecha na secção carregada para as vigas ensaiadas: a) no primeiro programa experimental; b) no segundo programa experimental; c) no terceiro programa experimental, com a viga pré-fendilhada.

Devido, eventualmente, a uma deficiente execução (ou ineficácia) do reforço longitudinal nas vigas SB-E1 e SB-EM1, estas obtiveram uma rotura imprevista, tanto no apoio como na alma da viga (Figuras 8b e 8c). Desta forma, não foi possível avaliar, com a precisão

desejada, a eficiência “real” no reforço ao corte desta técnica de reforço para os provetes referidos (pela rotura não ter sido por corte). Em qualquer caso, salienta-se que todas as vigas reforçadas apresentaram uma muito maior capacidade de carga do que as vigas de referência (SB-C1 e SB-C2).

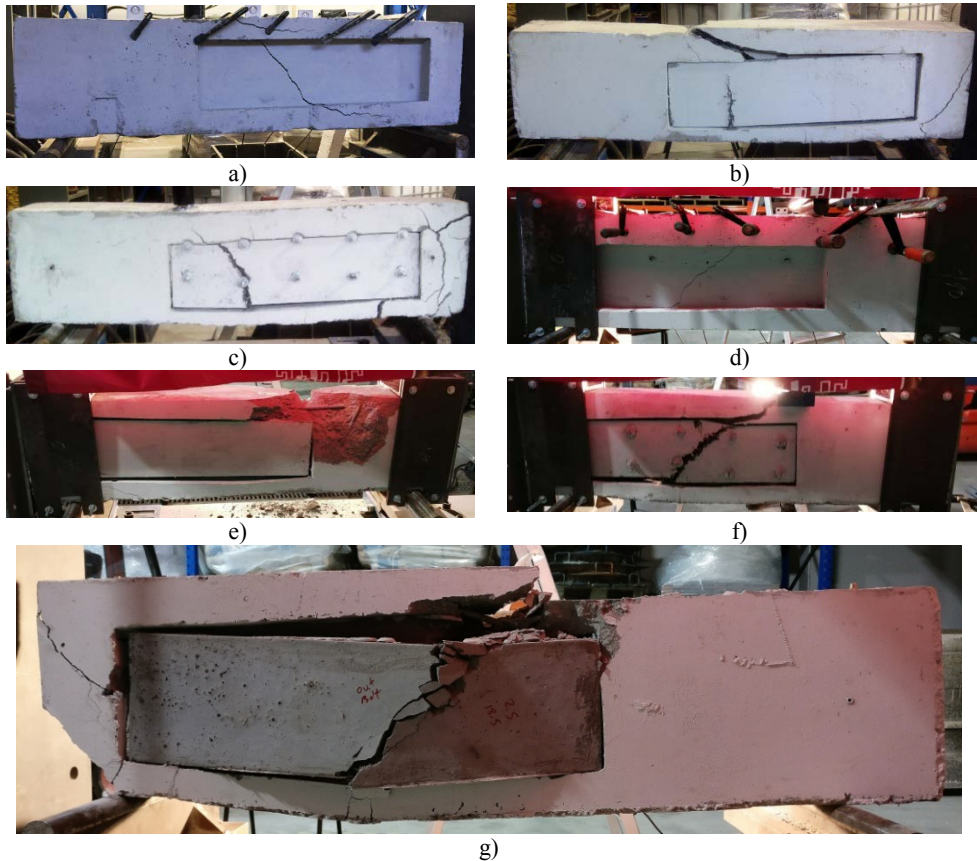


Figura 8. Padrão de fendilhação da totalidade das vigas ensaiadas: a) SB-C1, b) SB-E1, c) SB-EM1, d) SB-C2, e) SB-E2, f) SB-EM2, g) PSB-E1

O Quadro 1 apresenta a capacidade de carga máxima das vigas testadas (F_{max}) e a respetiva flecha a meio vão (Δ_u). Também no Quadro 1 apresenta-se F_{max}^{SB-Ci} e Δ_u^{SB-Ci} , a capacidade máxima de carga, a correspondente flecha média das vigas SB-C, respetivamente (a relação entre a F_{max} obtida nas vigas reforçadas e as vigas de referência é, igualmente, apresentada).

A viga SB-E2 entrou em rotura a um nível de carga superior à carga máxima registada para a viga SB-EM2 (ver Quadro 1): a viga SB-E2 entrou em rotura devido ao destacamento do betão na secção de carga (esmagamento no ponto de aplicação de carga), sem rotura por

corte (Figura 8e); a viga SB-EM2 desenvolveu rotura por corte na zona expectável (Figura 8f). Desta forma, constata-se que o uso das ancoragens mecânicas não conduziram a uma melhoria significativa da técnica de reforço adotada para o reforço ao corte desta série de vigas (esta irrelevante melhoria foi, também, comprovada pelas simulações numéricas desenvolvidas). A partir dos resultados apresentados no Quadro 1, a flecha máxima para a carga máxima nas vigas SB-E1 e SB-EM1 foi 3.40 e 3.66 vezes maior que a flecha da viga SB-C1, respetivamente. A capacidade de carga máxima das vigas SB-E1 e SB-EM1 foi 2.07 e 2.55 vezes superior à capacidade de carga máxima da viga de referência (SB-C1). Por outro lado, a capacidade de carga máxima das vigas SB-E2 e SB-EM2 foi 2.39 e 2.27 vezes superior à capacidade máxima de carga da correspondente viga de referência (SB-C2). Além disso, os resultados obtidos para a viga PSB-E1 revelam que esta série de vigas entrou em rotura para carga 2.77 e 2.32 vezes superior à capacidade de carga máxima das vigas BS-C1 e BS-C2, respetivamente, o que faz constatar a significativa eficácia do reforço ao corte proporcionada pelos painéis em RSFRM para este tipo de vigas.

Quadro 1. Resultados relativos à capacidade máxima de carga e correspondente flecha a meio vão

Designação do provete	Flecha a meio vão Δ_u [mm]	F_{max} [kN]	$\frac{\Delta_u}{\Delta_u^{SB-Ci}}$	$\frac{F_{max}}{F_{max}^{SB-Ci}}$
SB-C1	0.36	69.10	-	-
SB-E1	1.22	143.18	3.40	2.07
SB-EM1	1.32	176.50	3.66	2.55
SB-C2	0.63	82.54	-	-
SB-E2	2.38	197.34	3.77	2.39
SB-EM2	1.93	187.50	3.06	2.27
PSB-E1	1.70	191.75	4.72	2.77

3.- SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Para uma melhor avaliação da eficácia da técnica de reforço ao corte recorrendo a painéis em RSFRM, foram realizadas, paralelamente aos ensaios experimentais, simulações numéricas em regime não linear material recorrendo a um software baseado no Método dos Elementos Finitos (FEMIX V4.0). A Figura 9 representa a malha de elementos finitos adotada para a simulação das vigas. Aproveitando a simetria das vigas, e com o objetivo de reduzir o tempo computacional para a realização das simulações numéricas, apenas metade da viga foi modelada. Foram utilizados elementos sólidos de 8 nós e integração $2 \times 2 \times 2$ Gauss-Legendre para a simulação da viga em betão e dos painéis em RSFRM (três graus de liberdade por nó). A armadura transversal e longitudinal foi simulada recorrendo a elementos de barra 3D embebidos de 2 nós (um grau de liberdade por nó), usando integração de 2 pontos de Gauss-Legendre, assumindo-se uma perfeita ligação com o material envolvente. Admitiu-se perfeita ligação entre os painéis RSFRM e o betão da alma

da viga nos quais foram aplicados. Mais informações sobre as simulações numéricas efetuadas e as propriedades adoptadas para os materiais poderão ser obtidas em [6].

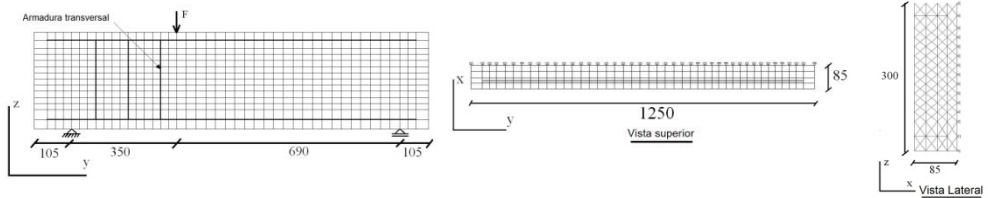


Figura 9. Geometria, malha e condições de apoio da viga SB-C (dimensões em mm)

As relações experimentais e numéricas entre a carga aplicada e a flecha na secção a meio vão das vigas ensaiadas estão apresentadas na Figura 10. A análise da figura permite constatar a boa precisão do modelo numérico na previsão do comportamento mecânico das vigas ensaiadas. Vários estudos paramétricos foram efetuados recorrendo a este modelo numérico de forma a ser possível obter mais informações relativas ao comportamento deste tipo de sistema de reforço (uma síntese pode ser encontrada em Zamanzadeh, 2017 [6]).

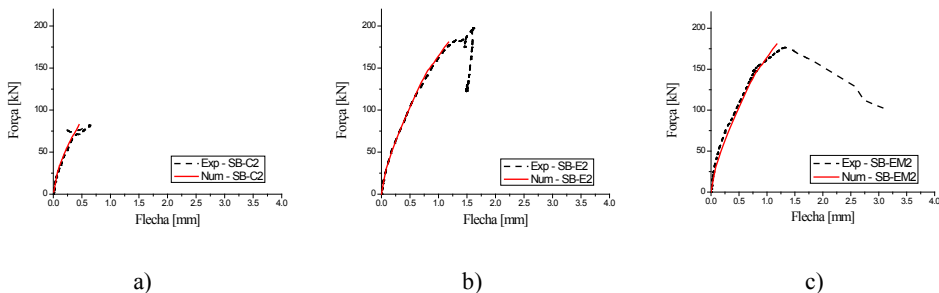


Figura 10. Comparação entre as relações força e deflexão a meio vão obtidas experimental e numericamente: a) SB-C2, b) SB-E2 e c) SB-EM2

4.- CONCLUSÕES

O trabalho apresentado na presente publicação teve como objetivo a avaliação da eficácia do reforço ao corte de vigas de betão armado com secção em I recorrendo à aplicação de painéis finos em RSFRM. Adicionalmente, a técnica de reforço foi aplicada em viga pré-fendilhada. Com base nos resultados apresentados, constatou-se que a capacidade de carga máxima das vigas reforçadas com painéis RSFRM foi 2.07 a 2.55 vezes maior do que a capacidade de carga máxima das vigas de referência (sem qualquer reforço). A flecha máxima a meio vão, para a carga máxima, das vigas reforçadas com painéis RSFRM foi 3.06 a 3.77 vezes superior à flecha das correspondente vigas de referência, o que demonstra, também, a eficácia do reforço ao corte recorrendo a este tipo de painéis.

Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

O ensaio experimental nas três séries de vigas foi, também, simulado numericamente recorrendo a uma análise não linear material pelo método dos elementos finitos. A coerência entre os resultados experimentais e numéricos obtidos faz constatar a potencialidade e adequação deste tipo de análises numéricas para a previsão do comportamento de provetes quando reforçados ao corte por painéis em RSFRM.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração das empresas CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda. (no apoio à realização dos ensaios experimentais), BioSafe e RECIPTNEU (no fornecimento das fibras de aço recicladas para o reforço do betão).

REFERÊNCIAS

- [1] Bentur, A. and Mindess, S., 'Fibre reinforced cementitious composites', Elsevier, London (1990).
- [2] ACI, 'State of art report on fibre reinforced concrete' American Concrete Institute (ACI) Committee 544 Rep. IR-82 (1996).
- [3] Wang, Y. and Li, V., 'Concrete reinforcement with recycled fibers' Journal of Materials in Civil Engineering (2000) 314-319.
- [4] Lourenço, L., 'Betão reforçado com fibras: aplicações e técnicas de inspeção e reforço de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo', Tese de Doutoramento, Universidade do Minho (2012).
- [5] Aiello, M., Leuzzi, F., Centonze, G. and Maffezzoli, A., 'Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength' Waste Management 29(6) (2009) 960-970.
- [6] Zamanzadeh, Z., 'Cement based materials reinforced with recycled steel fibres: mechanical, durability and structural performance', PhD thesis, University of Minho (2017).
- [7] Baghi, H. and Barros, J. 'Shear strengthening of reinforced concrete T-beams with Hybrid Composite Plate', Composites for Construction Journal, 20(6), December (2016).
- [8] Costa, I and Barros, J., 'Tensile creep of a structural epoxy adhesive: experimental and analytical characterization', International Journal of Adhesion & Adhesives, 59, (2015) 115-124, June.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Uso de microfibras de vidrio para el control de la retracción autógena en compuesto cementicio

L. Onghero ⁽¹⁾, W.L. Repette ⁽¹⁾ y L.A. Gómez ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Federal de Santa Catarina, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6300>

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo evaluar los efectos de la incorporación de microfibras de vidrio en hormigón de alto rendimiento (HAR). Por lo tanto, en esta investigación se realizaron ensayos de retracción libre, ensayo de retracción restringida y adicionalmente ensayos para caracterización en estado fresco y en estado endurecido. Los HAR se prepararon con una relación agua/ligante (a/l) 0.25; y las adiciones de fibra ocurrieron en contenidos de 0,20%; 0,25% y 0,30% del volumen de hormigón. Como resultados se obtuvo la disminución de la deformación hasta un 50% en comparación con la muestra de referencia en el ensayo de retracción autógena libre. Cuando se restringía, se pudo observar que, al añadir fibra, el hormigón tenía menos deformación causada por la retracción, pero no hubo diferencias significativas entre las mezclas en cuanto al tiempo requerido para la fisuración. En cuanto a las propiedades mecánicas, los valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de las mezclas con microfibras disminuyeron hasta 7 días. Fue visto que, un alto contenido de fibra daba lugar a un aumento en el contenido de aire incorporado en la mezcla, lo que resulta en una disminución de las propiedades mecánicas de los hormigones de alto rendimiento reforzado con fibras (HARRF). Para las mezclas estudiadas, se concluyó que la incorporación de fibra ayudó a la reducción de la deformación debida a la retracción.

PALABRAS CLAVE: Retracción autógena, hormigón de alto rendimiento reforzado con fibra, durabilidad, microfibra de vidrio.

1.- INTRODUCCIÓN

Los elementos de hormigón son altamente susceptibles a daños estructurales adversos, principalmente cuando están expuestos a ambientes agresivos. Con el fin de mejorar la durabilidad del hormigón y disminuir la porosidad de las mezclas de concreto se utiliza una relación agua/cemento (A/C) reducida, esto se logra con el uso de agentes reductores de agua. Dentro de esta premisa, el hormigón de alto rendimiento (HAR) presenta bajas relaciones A/Ag. Sin embargo, estas mezclas suelen exhibir un alto consumo de ligante,

haciéndolo más vulnerables a los efectos de la retracción autógena y, consecuentemente, sujetos al craqueo del hormigón.

Con el agrietamiento de la capa de hormigón el acero de la estructura está menos protegido y de esta manera, estará sujeto al avance de agentes agresivos presentes en el entorno, reduciendo así la vida útil del elemento estructural.

Por lo anterior, se ha utilizado la adición de fibras al hormigón para reforzar el material, mejorando sus características, especialmente las propiedades mecánicas después del agrietamiento de la matriz. Varios estudios demuestran que la adición de fibras en volúmenes suficientes daría lugar a una mayor reducción del agrietamiento y retracción. [1]

La propiedad de adhesión de la fibra con la matriz de cemento adquiere una gran importancia, ya que la fibra sirve como puente entre las caras de la grieta, controlando deformaciones de alto encogimiento y aumentando la resistencia del hormigón a la flexión.[2]

Con la adición de las fibras, el hormigón de alto rendimiento reforzado con fibra (HARRF) muestra una reducción de la fragilidad, que es característica de las mezclas de hormigón, presentando un comportamiento pseudo dúctil y, tras el agrietamiento, permitiendo una redistribución de las tensiones aplicadas en el material.[3]

Los estudios han demostrado que el módulo de elasticidad de las fibras tiene una gran influencia sobre el esfuerzo de retracción del compuesto, y las fibras con módulos de elasticidad elevados presentan mayor resistencia a la tracción en los primeros días.[4] Los resultados mostraron que la fibra de polipropileno reduce considerablemente el encogimiento de hormigón autógeno y total.

Otros estudios demuestran los efectos del uso de diferentes fibras con diferentes índices de aspecto en las propiedades de agrietamiento[5] y también que, la utilización de fibras puede reducir la retracción HARRF hasta en un 65%.[6], [7]

A pesar del hecho de que incluso con fibras, el hormigón presenta agrietamiento, el tamaño y distribución de las grietas se altera, con reducciones de hasta 88% en tamaño de fisura debido al efecto de transmisión de tensión. Sin embargo, el hormigón presenta una mayor cantidad de pequeñas grietas [8]. Otros autores han demostrado que el uso de fibras con alto módulo de elasticidad también puede ser eficaz para el control de la retracción autógena.[9], [10]

Cuando se utilizan hormigón con baja relación A/Ag, como consecuencia del agrietamiento, las fibras ofrecen una capacidad de auto curación debido a la sinergia entre los materiales (matriz de fibras). Esto es posible porque al agrietarse se exponen los granos de cemento no hidratado, haciendo posibles reacciones debido a su contacto con la humedad del ambiente. También se observó la recuperación del comportamiento mecánico de las muestras y fue posible correlacionar una Estimación del cierre de la grieta, Basado en el rendimiento mecánico de la muestra.[7]

La incorporación de microfibras es una alternativa interesante, ya que el uso de fibras en la matriz cimenticia da como resultado el aumento de la tenacidad y la resistencia del material compuesto a la grieta, debido a que absorbe las deformaciones de encogimiento de la matriz, la ocurrencia de pérdida de propiedades mecánicas. Finalmente, la red de bloqueo formada por la fibra evitará la sedimentación de las partículas más grandes, reduciendo así la cantidad de agua exudada y aumentando la resistencia a la tracción del concreto.[8]

2.- OBJETIVO

Evaluar el efecto de la incorporación de microfibras de vidrio como agente de combate a la retracción en hormigones de alto rendimiento reforzado con microfibra de vidrio

3.- PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

3.1. Materiales

Para el desarrollo del estudio en HARRF, se utilizó el cemento portland tipo 3 de acuerdo con los requisitos de ASTM C 150[11]. Este material se eligió porque, entre los cimientos disponibles y utilizados por el mercado, presenta bajo contenido de las incorporaciones de mineral en la composición.

Para fortalecer la microestructura del hormigón, se utilizó una micro sílice activa con 95% de pureza y masa específica de 2,22 kg /dm³.

En la determinación de los agregados y su proporción a utilizar, se buscó materiales normalmente utilizados en la producción de hormigones.

Con el fin de alcanzar buena trabajabilidad, fue necesario realizar la composición entre las dos arenas disponibles, obteniendo así una curva granulométrica cercana a la zona óptima determinada por ASTM C33[12]. De este modo, se utilizó una composición entre una arena fina de origen de cuarzo originada en dunas, con módulo de finura de 0,90 y masa específica de 2,66 Kg/dm³. La otra arena se presenta como arena media según ASTM C33[12], con módulo de finura de 2,97 y una masa específica de 2,60 kg/dm³. El porcentaje retenido acumulado de cada agregado se muestra en la Tabla 1.

El gran agregado grueso utilizado en la dosificación del HARRF era de origen granítico, perteneciente a la zona granulométrica de 4,75 y 12,5. Las pruebas de clasificación de agregados gruesos compradas se realizaron sobre la base de los procedimientos descritos en ASTM C 136[13] y los resultados se evaluaron con los requisitos de ASTM C 33 [12]. La masa específica de la grava fue de 2,61 kg/dm³, con módulo de finura igual a 5,95. El porcentaje retenido acumulado de cada agregado se muestra en la Figura 1.

El refuerzo de fibra elegido para este estudio fue la microfibra de vidrio y sus características se pueden observar en la Tabla 1.

Tabla 1 - Características de la micro fibra de vidrio.

Módulo de Young	Resistencia a la tracción	Diámetro	Extensión	Extensión / Diámetro	Deformación	Masa específica
72 GPa	1698 MPa	0,02 mm	13 mm	650	2 - 3,5%	2,68 g/cm ³

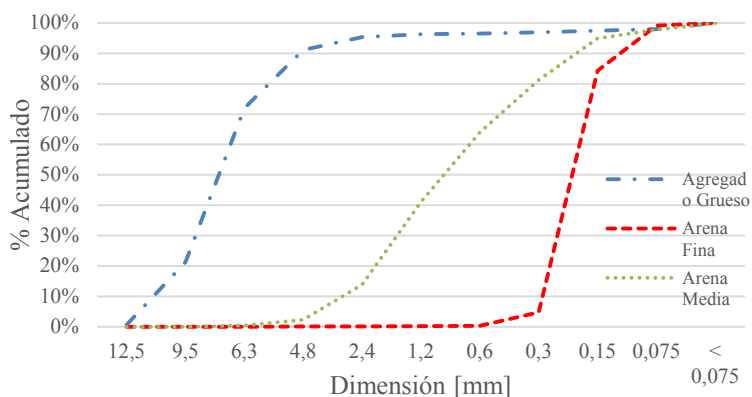


Figura 1 – Distribución Granulométrica de los agregados.

En la fabricación de hormigón, se utilizó el agua potable suministrada por el abastecimiento urbano. Se usó una mezcla superplastificante a base de policarboxilato para obtener la fluidez deseada para la mezcla. Su masa específica es 1,04 g/cm³, con un contenido de sólidos del 30% y su uso se recomienda en hormigón prefabricado y autocompactante.

3.2. Métodos

Para el cumplimiento del objetivo principal fue necesario establecer una dosificación para alcanzar la propiedad de mezcla autocompactante. Claramente también se tuvo la necesidad usar una relación A/Ag inferiores a 0,40; siendo 0,25 el valor escogido, y sobre en esta mezcla se añadió microfibra de vidrio en tres proporciones: 0,20%; 0,25% y 0,30% con relación al volumen de hormigón producido. En Tabla 2 se muestra el consumo de material de todas las mezclas.

Tabla 2 - Consumo de material de mezclas de hormigón (kg/m³).

Mezcla	Cemento	Sílice	Arena Fina	Arena Media	Agregado grueso	Microfibra de vidrio	Agua
0% MFV	706	78	309	202	922	0	196
0,20% MFV	705	78	309	202	920	5,36	196
0,25% MFV	704	78	309	202	920	6,7	196
0,30% MFV	704	78	309	201	919	8,04	196

La preparación del hormigón se realizó en un mezclador de eje inclinado y el procedimiento fue el siguiente: inicialmente se mezclaron los aglutinantes (cemento y sílice), 80% del agua y parte de la mezcla. Una vez que la pasta de cemento se estabiliza, el agregado grueso es incluido, homogeneizando durante 1 minuto, después se incorpora las arenas y la microfibras, y es homogeneizada una vez más la mezcla y, en ese momento, se lleva a cabo, si es necesario. La adición de fibra ocurrió lentamente, de modo que se evitó la formación de aglomerados de fibras en la mezcla.

Como la intención de esta investigación fue evaluar la retracción del hormigón reforzado con fibra, la proporción entre los materiales constituyentes se mantuvo constante, eliminando así una posible variable del resultado obtenido.

3.2.1. Caracterización de las mezclas

Para cada mezcla de hormigón, se realizaron ensayos para la caracterización del estado fresco, retracción restringida, retracción libre, resistencia a la compresión, módulo de elasticidad dinámica y módulo de compresión en estado endurecido. La Tabla 3 registra el resumen de los ensayos realizados, la normatividad seguida y las dimensiones de las probetas.

Tabla 3 - Resumen de los ensayos realizados.

<i>Ensayo</i>	<i>Muestra</i>	<i>Dimensiones (mm)</i>	<i>Standard</i>
Slump	Fresco	-	ASTM C1611[14]
Masa específica	Fresco	150x150x150	NBR 9833 [15]
Resistencia a la compresión	Cilindro	100x 200	ASTM C39[16]
Módulo estático de Young	Cilindro	100x200	ASTM C469 [17]
Módulo dinámico de Young	Cilindro	100x200	ASTM E1876[18]
Retracción libre	Prisma	75x75x285 330 (Interno)	ASTM C490 [19]
Retracción restringida	Anillo	406 (Externo) 152 (Altura)	ASTM C1581[20]

4.- RESULTADOS Y DISCUSIONES

El efecto de la adición de las fibras en las propiedades es presentado en la Tabla 4. Es posible observar la restricción impuesta por las fibras, tanto que no fue posible alcanzar valores predeterminados para el slump flujo de prueba, aunque la mezcla fue llevada a su límite de estabilidad y, cualquier adición de aditivo podría resultar en la segregación de la mezcla. Así mismo, con la incorporación de la microfibras es posible para comprobar la reducción de la masa específica de la mezcla y la elevación del contenido de aire en las mezclas con mayor contenido de la microfibras.

Tabla 4 - Resultado de las pruebas realizadas en estado fresco.

Mixture	Slump [mm]	Masa específica [kg/m ³]	Contenido de aire[%]
0% MFV	650	2398	0,38
0,20% MFV	240	2369	1,61
0,25% MFV	220	2358	2,08
0,30% MFV	230	2345	2,63

En el caso de la resistencia a la compresión, es posible observar a una disminución en el rendimiento mecánico, especialmente en las tempranas edades y esta caída de la resistencia es directamente proporcional para el contenido de microfibra utilizado, como se puede observar en la Figura 4. Este efecto se atribuye a la alta viscosidad de la mezcla y la elevada cantidad de microfibra incorporada, resultando en heterogeneidad de la mezcla.[21]

Además, al trabajar con altos contenidos de fibras se produce el aumento del aire incorporado en la mezcla [22], como se obtuvo en los ensayos en estado fresco, explicando el descenso del resultado de resistencia mecánica.

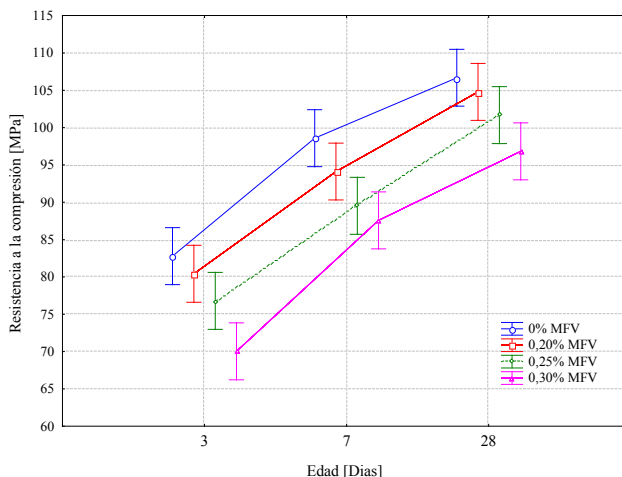


Figura 2 - Ensayo de compresión.

La incorporación de las microfibras de vidrio resultó en la disminución del módulo de elasticidad dinámico de las muestras en las primeras edades. A los 28 días, las mezclas tienen un gran aumento en el valor del módulo dinámico, como se muestra en la Figura 3.

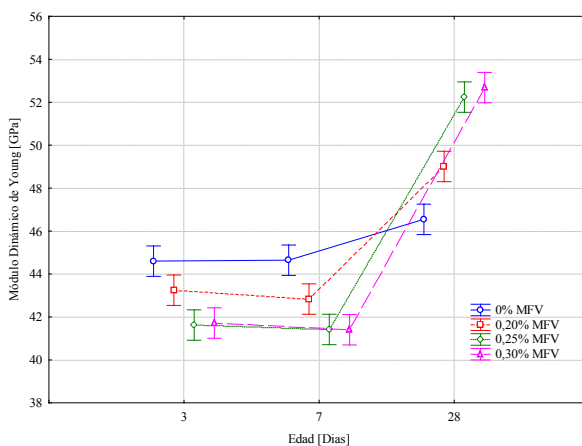


Figura 3 - Resultados del ensayo de módulo dinámico del Young.

Como en los resultados discutidos anteriormente, la diferencia es más significativa en las mezclas a los 28 días. Sin embargo, después de realizar un análisis estadístico a través del método ANOVA, es posible observar que los contenidos ensayados no se diferencian entre ellos, como se puede observar en la Tabla 5 y la Figura 4, asociados a los ensayos de módulo de elasticidad estático.

Tabla 5 - Teste de ANOVA para ensayo de modulo estático de Young.

Efecto	SS	Grau de liberad	MS	F	p
MFV [%]	56,7	3	18,9	7,6	0,001
Edad [Días]	671,1	2	335,6	134,7	0,000
MFV[%]*Edad[Días]	107,8	6	18,0	7,2	0,000

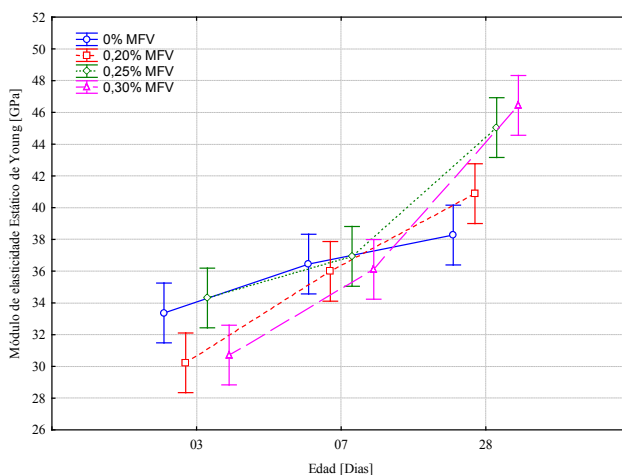


Figura 4 - Resultados del ensayo de módulo estático del Young.

Los resultados con relación a los ensayos de retracción libre se registran en la Figura 5, donde se muestra la deformación media de cada muestra. La deformación obtenida por retracción libre disminuye cuando las microfibras se añaden a la mezcla, en comparación con la muestra de referencia.

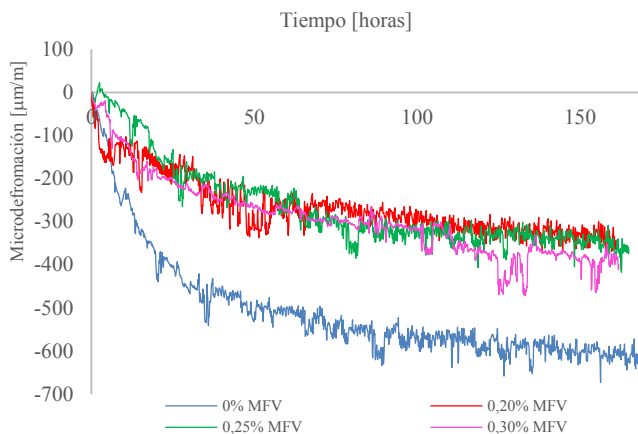


Figura 5 - Resultados del ensayo de Retracción libre.

En la Figura 6 es presentado el resultado medio de los últimos resultados obtenidos de la retracción autógena libre realizada en los tres prismas de cada hormigón estudiado. Este enfoque descuida el comportamiento de la curva de retracción, comparando las mezclas.

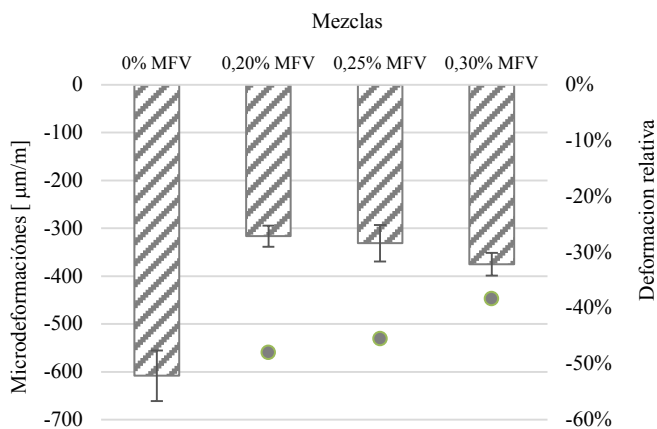


Figura 6 – Última lectura obtenida en el ensayo de Retracción libre y su diferencia obtenida con relación a la referencia.

Se pudo observar que la adición de microfibras resulta en una reducción de la deformación de las muestras, pero no distingue entre ellas. Las mezclas de referencia (0% MFV)

presentaron los valores más altos de retracción libre a los siete días (-608,21 $\mu\text{m} / \text{m}$). La reducción máxima de la deformación obtenida con la adición de fibras en relación con su respectiva referencia fue del 48% para la mezcla 0,20% MFV. Estas mezclas presentaron una deformación final de -316,49 $\mu\text{m}/\text{m}$. Esto puede atribuirse al hecho de que el contenido más bajo incorporado resulta en la menor separación entre las fibras, de manera que presenta eficiencia, así el aumento de la cantidad de fibra no resulta en la mejora de esta propiedad.

Los resultados de las pruebas de retracción restringida realizadas se presentan en la Figura 7. A través de los resultados obtenidos se puede ver que, al ser incorporada fibra se obtiene la disminución de la deformación causada por la retracción autógena, lo que resulta en disminución de la tensión generada por la restricción y que se transmite al hormigón. La mayoría de las mezclas mostraron rotura de concreto antes de 7 días, pero fue posible observar que las composiciones que contienen 0.30% de fibra retrasaron la aparición de fisuras significativamente. Se pudo observar una relación entre el tiempo requerido para la ruptura de la muestra y la lectura de deformación del acero obtenido. En cuanto al tiempo requerido para la fisura del hormigón, este intervalo fue muy variable, con la cantidad de muestra utilizada en este ensayo, no fue posible concluir la influencia de la fibra sobre la edad de craqueo.

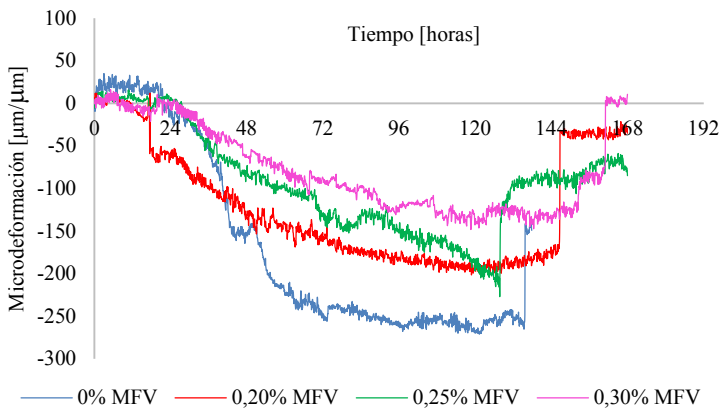


Figura 7 - Resultados del ensayo de Retracción restringida.

5. CONCLUSIONES

- Puede ser concluido que la incorporación de fibra ayuda en la reducción de la deformación debida a la retracción autógena libre, registrando una disminución de la deformación hasta un 48% en relación con su referencia.
- Debido a la restricción impuesta por las fibras en la prueba de retracción libre, se observó que, al añadir fibras, el hormigón presentaba menor deformación.

- En cuanto a las propiedades mecánicas, al incorporar fibra, los valores de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad de la mezcla disminuyeron hasta los 7 días. Esta disminución de la fuerza puede atribuirse al fracaso de la preparación de la muestra debido a la alta viscosidad de la mezcla y alta cantidad de fibra incorporada, resultando en heterogeneidad de HARRF.
- Es posible afirmar que, aunque la deformación por retracción de la mezcla se reduce con la incorporación de microfibras de vidrio, la capacidad del hormigón para soportar el esfuerzo de tracción generado por esta deformación no muestra una diferencia significativa entre los contenidos usados, demostrando así que para estos niveles de adición no hay diferencia significativa en la capacidad de tensiones de tracción en las edades tempranas.
- La incorporación de fibras tiene una influencia significativa en las propiedades mecánicas. Sin embargo, es necesario estudiar mejor el volumen de fibra a incorporar, ya que altos contenidos pueden provocar pérdida de eficiencia mecánica, como se muestra en este documento, por lo que no proporciona el beneficio buscado al incorporar las fibras en el hormigón.

REFERENCIAS

- [1] C. L. Hwang, V. A. Tran, J. W. Hong, and Y. C. Hsieh, “Effects of short coconut fiber on the mechanical properties, plastic cracking behavior, and impact resistance of cementitious composites,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 127, pp. 984–992, Nov. 2016.
- [2] L. Liu, X. Wang, H. Chen, and C. Wan, “Microstructure-based modelling of drying shrinkage and microcracking of cement paste at high relative humidity,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 126, pp. 410–425, 2016.
- [3] A. D. de Figueiredo, “Concreto reforçado com fibras,” Universidade de São Paulo, 2011.
- [4] N. Yousefieh, A. Joshaghani, E. Hajibandeh, and M. Shekarchi, “Influence of fibers on drying shrinkage in restrained concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 148, pp. 833–845, 2017.
- [5] A. Mazzoli, S. Monosi, and E. S. Plescia, “Evaluation of the early-age-shrinkage of Fiber Reinforced Concrete (FRC) using image analysis methods,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 101, pp. 596–601, 2015.
- [6] W. Sun, H. Chen, X. Luo, and H. Qian, “The effect of hybrid fibers and expansive agent on the shrinkage and permeability of high-performance concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 31, no. 4, pp. 595–601, 2001.
- [7] R. P. Borg, O. Baldacchino, and L. Ferrara, “Early age performance and mechanical characteristics of recycled PET fibre reinforced concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 108, pp. 29–47, 2016.

- [8] Y. Ma, B. Zhu, M. Tan, and K. Wu, “Effect of Y type polypropylene fiber on plastic shrinkage cracking of cement mortar,” *Mater. Struct.*, vol. 37, no. March, pp. 92–95, 2004.
- [9] E. TazaWa;, EtsuoSakai;, S. Ryoichi, and S. Miyazawa, “Work of JCI Committee on autogenous shrinkage,” in *PRO 17: International RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete - “Shrinkage 2000,”* 2000.
- [10] V. Corinaldesi and G. Moriconi, “Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 33, no. 5, pp. 596–601, 2011.
- [11] ASTM Committee C01.10, “ASTM C150/C150M–16 Standard Specification for Portland Cement,” in *Annual Book of ASTM Standards Volume 04.01*, 2016, pp. 1–8.
- [12] ASTM International, *ASTM Standard C33/C33-Me1, Standard Specification for Concrete Aggregates*. 2016.
- [13] ASTM International, *ASTM Standard ASTM C136/C136M-14, Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. 2014.
- [14] ASTM International, “ASTM Standard, C1611/C1611M-14 - Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates.” p. 5, 2014.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, “Nbr 9833 - Concreto Fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico.” Rio de Janeiro, p. 7, 2009.
- [16] ASTM International, *ASTM Standard, C39 / C39M-17a, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. 2017.
- [17] ASTM Standard C469/C469M, “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression,” *ASTM Int.*, pp. 1–5, 2014.
- [18] ASTM E1876, “ASTM E1876 Standard Test Method for Dynamic Young’s Modulus, Shear Modulus, and Poisson’s Ratio by Impulse Excitation of Vibration 1,” in *Annual Book of ASTM Standards*, 1876, pp. 1–15.
- [19] ASTM International, “ASTM Standard, C490 -17, Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement Paste, Mortar, and Concrete 1.”
- [20] American Society for Testing and Materials ASTM C 1581, “Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage,” in *ASTM International*, 2009, pp. 1–7.

Uso de microfibras de vidrio en el control de la retracción autógena en compuesto cimenticio

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [21] “Khan, 1016 -Use of glass and nylon fibers in concrete for controlling early age micro cracking in bridge decks_000.pdf.” .
- [22] “Yehia - 2016 - Mechanical and durability evaluation of fiber-reinforced self-compacting concrete_000.pdf.” .

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Tiempos de fraguado, consistencia y propiedades mecánicas de hormigón de ultra alta resistencia con fibras (UHPFRC)

E. Giménez-Carbó ⁽¹⁾, R. Torres Remón ⁽¹⁾ y P. Serna Ros ⁽¹⁾

⁽¹⁾ ICITECH Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6380>

RESUMEN

El objetivo del trabajo es el desarrollo de dosificaciones de hormigón de ultra alta resistencia con fibras, que pueda ser utilizado con la técnica de puesta en obra de la proyección. Se analiza una serie de mezclas de UHPFRC con diferente cantidad, tipo de aditivos (plastificantes y acelerantes de fraguado) y diferentes tiempos de mezclado para conseguir hormigones que se puedan colocar en obra proyectados, con tiempos de fraguado ultrarrápido y altas resistencias mecánicas iniciales. Se estudia la trabajabilidad, la consistencia, los tiempos de fraguado y las resistencias mecánicas (flexión y compresión) de las distintas mezclas. Los resultados mostraron dosificaciones con tiempos de inicio de fraguado inferior a 1 minuto y muy buenas propiedades mecánicas a las 24 horas, sin reducir la alta resistencia a compresión a los 28 días. A partir de los resultados obtenidos, se proponen diferentes utilidades de estas mezclas, teniendo en cuenta el nuevo contexto en el campo de la construcción, con la aparición de nuevas técnicas de puesta en obra del hormigón.

PALABRAS CLAVE: UHPRC, fraguado, hormigón ultra alta resistencia.

1.- INTRODUCCIÓN

La irrupción de los aditivos en la tecnología del hormigón ha propiciado el desarrollo de nuevos materiales, y la posibilidad de conseguir hormigones de ultra alta resistencia con fibras (Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete, UHPFRC). Este material es producto de tres tecnologías: los hormigones autocompactables, los hormigones con fibras y los hormigones de alta resistencia [1] y se empezó a desarrollar con el objetivo de mejorar tres aspectos importantes; las propiedades mecánicas, la durabilidad y la trabajabilidad del hormigón.

El UHPFRC empezó a desarrollarse en Francia en los años 90 y según la *Association Française de Génie Civil* (AFGC) [2] este material de matriz cementante presenta una resistencia característica a compresión a los 28 días de más de 150 MPa, con elevada resistencia a flexo-tracción y comportamiento dúctil. Por otra parte en los últimos años ha

habido pequeñas variaciones en la puesta en obra del hormigón, desarrollándose los hormigones autocompactables y mejorando las técnicas para la utilización de hormigón proyectado, que en su momento supuso un gran avance [3].

Con todo ello en el presente estudio se van a desarrollar mezclas de UHPFRC que puedan utilizarse con la técnica de la proyección. El desafío que presentan estas dosificaciones es que los hormigones de ultra alta resistencia se fabrican con grandes cantidades de aditivo superplastificante, cuya acción incrementa los tiempos de fraguado. Sin embargo, para utilizar este material proyectado es necesario reducir estos tiempos, lo que obligará a introducir en la mezcla aditivos acelerantes de fraguado. Esta acción puede comprometer las resistencias mecánicas que se consigan con la mezcla [4]. En el presente trabajo se presentan los resultados obtenidos al elaborar diferentes mezclas de hormigón de elevadas resistencias mecánicas, que sean compatibles con la puesta en obra de la proyección. Para ello se estudia la influencia del acelerador de fraguado en la trabajabilidad, la consistencia, los tiempos de fraguado y su efecto sobre la adquisición de resistencias a corto y largo plazo [5].

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

En el laboratorio de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València se tiene experiencia en el desarrollo de mezclas para la obtención de UHPFRC [6], [7], [8]. La investigación se inició con la utilización de dos dosificaciones conocidas y probadas de este material a las que se introdujo diversas cantidades de distintos tipos de acelerantes de fraguado. A partir de los resultados obtenidos se diseñaron 4 fases consecutivas de ensayos en los que se analizó la influencia de la variación de dosificación del aditivo acelerador de fraguado sobre su comportamiento a lo largo del tiempo. Esto es en estado fresco, donde se medirá la consistencia y los tiempos de inicio de fraguado de las mezclas, y en estado endurecido dónde se estudiara la variación de las resistencias mecánicas a diferentes edades.

3.- MATERIALES, DOSIFICACIÓN Y METODOLOGÍA

Como ya se ha comentado anteriormente la realización de hormigones de UHPRC implica la selección de excelentes materiales así como una gran exactitud en su dosificación. Para el caso que nos ocupa y tras la revisión de la bibliografía generada por personal de ICITECH [5],[6],[7],[8] se utilizan los siguientes materiales: Cemento CEM I 52.5R, agua procedente de la red de abastecimiento de la UPV, como adición activa se utiliza humo de sílice de dos tipos, ELKEM MICROSILICA 940-D (HSD) un humo de sílice densificado con una densidad entre 500 y 700 kg/m³ y ELKEM MICROSILICA 940-U (HSSD) un humo de sílice sin densificar con una densidad entre 200 y 3500 kg/m³. Como adición inerte que nos permita reducir el contenido en cemento se utilizará filler calizo OMNIA (FC) o harina de cuarzo US-500 SIBELCO HISPANIA (SIKA) (HC) compuesta en más del 90% por sílice cristalina. Se emplean áridos silíceos de diferentes granulometrías y como aditivo superplastificante se ha empleado SIKA VISCOCRETE 225P (SIKA). Las dos dosificaciones de partida aparecen en la tabla 1.

Tabla 1. Dosificaciones utilizadas.

<i>Materiales</i>	<i>Dosificación del hormigón (kg/m³)</i>	
	<i>D1</i>	<i>D2</i>
CEM I 52,5R	500	800
Agua	170	170
Aditivo Superplastificante	4	4
Árido silíceo 0/1.5 mm	770	0
Árido silíceo 0/0.8 mm	0	562
Árido silíceo 0/0.4 mm	630	302
Adición inerte	(FC) 150	(HC) 225
Adición activa	(HSD) 98	(HSSD) 175

En el apartado 4 se especifican los cuatro tipos de acelerantes de fraguado que se han utilizado en la fase preliminar para encontrar el más adecuado para la realización de los experimentos. Por otra parte la secuencia de introducción de componentes en la elaboración del hormigón aparece en la Tabla 2.

Tabla 2. Secuencia de introducción de componentes en la elaboración de hormigones.

<i>Incorporación en la amasadora</i>	<i>Sólidos (sin aditivos)</i>	<i>Agua</i>	<i>Aditivos</i>		<i>Fin de amasado</i>
			<i>Superplastificante</i>	<i>Acelerador Fraguado</i>	
Tiempo de amasado	30 s	30 s	150 s	600s	Variable

4.- ESTUDIO PRELIMINAR

En el estudio preliminar se va a elegir el tipo de acelerador de fraguado que más se adapta a los objetivos del estudio.

Tabla 3. Diferentes morteros con diferentes aceleradores de fraguado y tiempo de inicio de fraguado. Fuente: Elaboración propia.

<i>Mortero</i>	<i>Tipo Acelerador de fraguado</i>	<i>Cantidad de acelerador de fraguado</i>		<i>Tiempo de inicio de fraguado (min)</i>
		<i>Peso (kg/m³)</i>	<i>% peso CEM</i>	
M1	CONTROL	-	-	+ 90
M2	SIKA SIKASET-3	15	3	25
M3	SIKA SIKASET-3	30	6	7
M4	SIKA SIKASET-3	50	10	7
M5	IQE AKF-63	40	8	-
M6	IQE AKF-63	20	4	-
M7	IQE AKF-63	10	2	2
M8	IQE AKF-63	5	1	6
M9	ISOCRON CEN RAPID-500	20	4	55
M10	ISOCRON CEN RAPID-500	50	10	6
M11	BASF X SEED-130	30	6	22
M12	BASF X SEED-130	50	10	6

Para ello se toma una dosificación de referencia (este caso la dosificación 1) y se estudia para distintas cantidades de aditivo los tiempos de fraguado. Para evaluar el efecto de los distintos aditivos reductores del tiempo de fraguado, y seleccionar el más adecuado, se decide realizar ensayos únicamente sobre una de las dosificaciones de partida. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3. Tras el análisis de los resultados obtenidos se observa que las mezclas con las que se obtienen menores tiempos de fraguado con baja cantidad de acelerador de fraguado, son aquellas que emplean el aditivo IQE AKF-63 en porcentajes entre el 1 y 2%.

5.- FASE 1 DE ENSAYOS

El objetivo de la fase 1 de ensayos es establecer la cantidad de aditivo acelerador de fraguado seleccionado (IQE AKF-63) y la dosificación óptima de las dos planteadas (la dosificación D1 o D2) para este tipo de hormigón. Las cantidades de acelerante de fraguado con que se van a iniciar los ensayos es del 0.5, 1 y 1.5% sobre el peso de cemento de la mezcla. Las variables estudiadas para llegar a realizar la elección son la evolución de la trabajabilidad de la mezcla así como la evolución de sus resistencias mecánicas a corto y largo plazo.

5.1.- Resultados de consistencia y trabajabilidad

Los resultados sobre la trabajabilidad y consistencia de los morteros se expresan en función del diámetro de la galleta estabilizada tras levantar el cono normalizado descrito en la normativa [9], [10], tras establecer tiempos determinados de levantamiento.

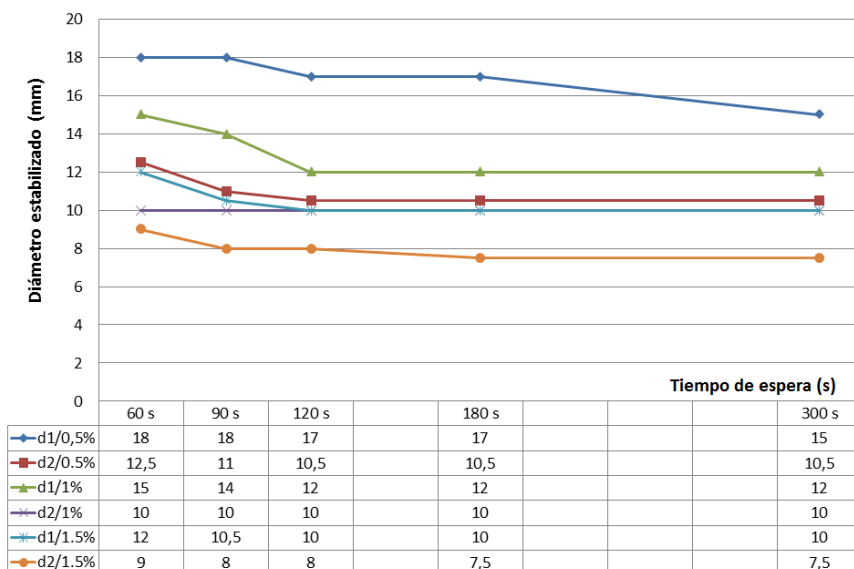


Figura 1. Trabajabilidad de los morteros con diferentes porcentajes de acelerador de fraguado. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 1. Como se ilustra en él las diferentes curvas marcan la tendencia de los morteros a continuar con el escurrimiento, sin una clara estabilización que muestre el inicio del fraguado en pocos minutos. También se puede apreciar un mayor escurrimiento en los morteros en los que se ha utilizado la dosificación D1, y por supuesto los morteros con menor escurrimiento son los que poseen una mayor cantidad de acelerador de fraguado. Se puede destacar que la evolución de la trabajabilidad no es la esperada, debido a la tendencia de las curvas a seguir disminuyendo con el tiempo. Por ello en la siguiente fase del programa experimental se propone utilizar otro equipo para medir la galleta estabilizada al levantar el cono, ya que se intuye que el equipo utilizado hasta el momento requiere la utilización de un volumen importante de mezcla.

5.2.- Resultados de resistencias mecánicas

En la fase experimental 1 también se realizaron ensayos de resistencias mecánicas a corto y largo plazo (3 y 5 horas para corto plazo y 3, 7 y 28 días para largo plazo). Los resultados se presentan en las figuras 2 y 3. Se rompieron un total de 36 probetas normalizadas [11].

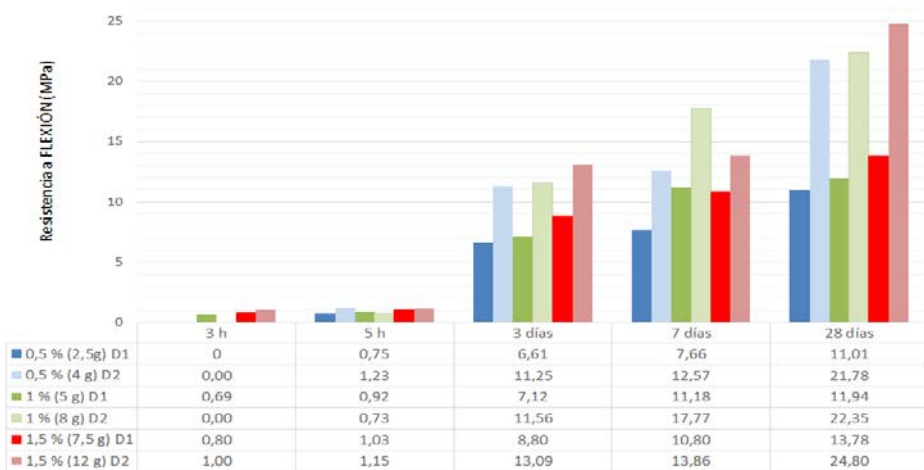


Figura 2. Resistencia a Flexión de las probetas ensayadas en la fase 1. Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en las figuras las probetas realizadas con la dosificación de partida D2 siempre presenta mayores valores tanto para la resistencia a flexión como a compresión a cualquier edad. Por este motivo en la fase 2 del programa experimental se realizaron nuevos ensayos pero descartando la dosificación 1.

Las resistencias a corto plazo no son las esperadas, por ser prácticamente inexistentes en los ensayos a compresión para ambas dosificaciones. Sin embargo, las resistencias a largo plazo si son elevadas y suficientes para los objetivos planteados, aumentando con el tiempo y la cantidad de acelerador de fraguado.

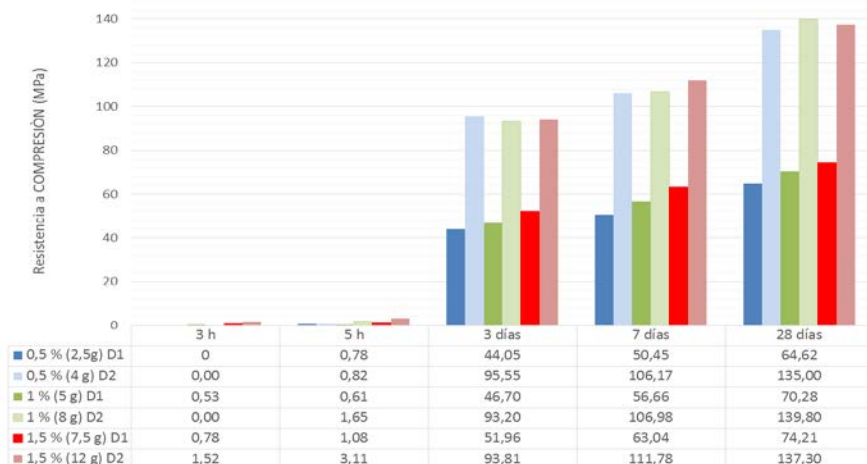


Figura 3. Resistencia a Compresión de las probetas ensayadas en la fase 2. Fuente: Elaboración propia.

6.- FASE 2 y FASE 3

En las siguientes fases del programa experimental (fase 2, 3 y 4) sólo se utilizará la dosificación D2. Y con los resultados de la fase anterior, se plantea modificar el equipo para evaluar la trabajabilidad y aumentar la cantidad de acelerador de fraguado.

Además se introducirá el variable tiempo de mezclado del acelerador de fraguado que se mantuvo constante en 1 minutos en la fase 1 y en la fase preliminar. En la fase 3 se establecerá el tiempo de mezclado del acelerador de fraguado en 20 segundos, para evaluar su influencia en la adquisición de resistencias.

6.1.- Resultados de consistencia y trabajabilidad

Los resultados sobre la trabajabilidad y consistencia de los morteros se expresan en función del diámetro de la galleta estabilizada tras levantar el tubo de PVC no normalizado, tras establecer los tiempos de levantamiento de cono que se pueden ver en la figura 4.

Como ilustra la figura 4, las diferentes curvas a excepción del mortero control, no muestran tendencia a continuar con el escurrimiento, a partir de 5 minutos para 1'5% de acelerador de fraguado y a partir de 30 segundos para 3% de acelerador de fraguado. En este caso (3% de acelerador de fraguado), el inicio de fraguado es casi instantáneo y se traduce en 1 minuto y 30 segundos desde el vertido del acelerador en la amasadora (debido a que el tiempo de mezclado no se ha modificado aún y es de 1 minuto, como se ha establecido inicialmente).



Figura 4. Trabajabilidad de los morteros con diferentes porcentajes de acelerador de fraguado. Fuente: Elaboración propia.

Por ello, analizando la trabajabilidad y a falta de conocer los resultados obtenidos en cuanto a las resistencias, la mezcla más óptima para los objetivos del proyecto en cuanto a trabajabilidad, es la compuesta por la D2, con el 3% de acelerador de fraguado IQE AFF63.

6.2.- Resultados de resistencias mecánicas

En la fase 2 se realizaron un total de 15 mezclas para evaluar las resistencias mecánicas a las edades de 6, 9, 12 y 24 horas y posteriormente a 28 días. Los porcentajes de acelerador de fraguado empleado son 1.5 y 3%. Se romperán un total de 45 probetas a flexión y 90 a compresión con los resultados que se presentan en la tabla 4.

Tabla 4. Diferentes morteros con diferentes aceleradores de fraguado y tiempo de inicio de fraguado. Fuente: Elaboración propia.

Dosificación base D2				
Mortero	% de acelerador	Edad de ensayo	R. Flexión (MPa)	R. Compresión (MPa)
A1	0% (CONTROL)	6 horas	2.51	1.92
A2		9 horas	1.05	2.20
A3		12 horas	2.76	4.70
A4		24 horas	8.08	51.52
A5		28 días	22.09	125.77
A6	1.5 % (12 gr/l)	6 horas	2.45	2.76
A7		9 horas	3.06	7.37
A8		12 horas	4.98	18.58
A9		24 horas	9.34	63.04
A10		28 días	24.80	137.30
A11	3 % (24 gr/l)	6 horas	3.37	7.49
A12		9 horas	3.98	14.20
A13		12 horas	6.58	28.33
A14		24 horas	9.34	60.84
A115		28 días	22.28	129.14

Tras el análisis de los datos obtenidos se puede decir que se produce un aumento de las resistencias a corta edad, sobre todo en las primeras 12 horas. A las 24 horas las resistencias tanto a flexión como a compresión son similares para los distintos contenidos en acelerador de fraguado (1.5 y 3%). A 28 días, a consecuencia del incremento del acelerador de fraguado los morteros con un 3% de aditivo muestran menores resistencias, aunque esta disminución no es excesiva.

Por ello se puede afirmar que la mezcla realizada que mejor se adapta a los objetivos del trabajo experimental (esto es mezclas que presenten fraguados ultra rápidos con resistencia a edades tempranas con una determinada consistencia y sin escurrimiento) es la mezcla que parte de la dosificación D2, con un porcentaje del 3% sobre el peso del cemento de aditivo IQE AKF-63 (acelerador de fraguado).

6.3.- Influencia del tiempo de mezclado del aditivo

En la fase 3, se varió el tiempo de amasado del acelerador de fraguado durante la fabricación de las mezclas. Hasta este momento este tiempo de actuación era de 60 segundos, pero pensando en la técnica de la proyección se quiso verificar la influencia de reducir significativamente este tiempo hasta 20 segundos.

Se realizaron un total de 7 ensayos para evaluar la evolución de la trabajabilidad en los morteros en los que se había dejado actuar al acelerador de fraguado 20 segundos, y se observó que no existía ninguna diferencia respecto a los morteros ensayados con anterioridad. En todos los casos con la dosificación D2 y con el 3% de IQE AKF-63 no se produce escurrimiento, es decir, el inicio del fraguado es instantáneo.

Para evaluar las resistencias mecánicas se fabricaron un total de 5 morteros con un tiempo de mezclado de 20 segundos y los resultados obtenidos se compararon con las mezclas ensayadas anteriormente con 60 segundos de tiempo de mezclado. Estos datos aparecen en la figura 5. Como se puede apreciar no existen diferencias significativas en los resultados y en ambos casos se obtienen resistencias adecuadas. Por ello se puede decir que la variable “tiempo de mezclado” no influye en la trabajabilidad ni en las resistencias de los morteros en el rango estudiado.

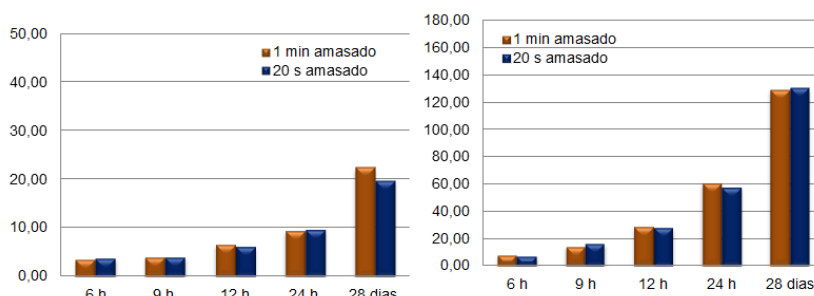


Figura 5. Resistencias a flexión y compresión de la fase 3 de ensayos. Fuente: Elaboración propia.

7.- FASE 4: INCORPORACIÓN DE FIBRAS METÁLICAS

Una vez seleccionada la dosificación óptima (D2), y la cantidad de acelerador de fraguado adecuada (3%), se pasó a introducir a estas mezclas fibras metálicas de alto límite elástico, longitud de 13 mm y diámetro de 0.20 mm. Con estas nuevas mezclas se fabricaron un total de 3 amasadas de las que se rompieron 15 probetas a flexión y 30 a compresión. Estos resultados se compararon con mezclas fabricadas en la fase anterior y se obtuvieron los resultados mostrados en la fig. 6.

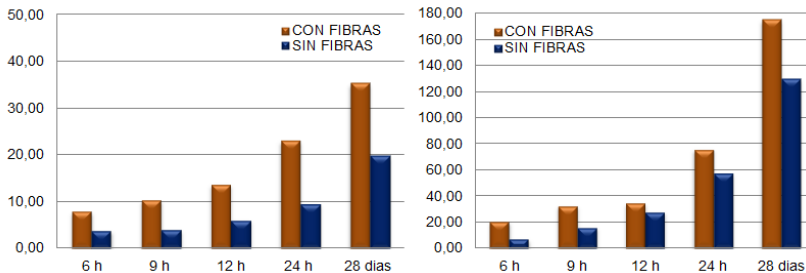


Figura 6. Resistencias a flexión y compresión de la fase 4 de ensayos. Fuente: Elaboración propia.

Cómo se observa, las resistencias a flexión y compresión para todas las edades, aumenta al adicionar una cantidad controlada de fibras metálicas (concretamente un 2% del volumen total de la mezcla). Se puede decir que la adición de fibras de estas características influye positivamente en las resistencias a corto y largo plazo, siempre que no se sobrepase la cantidad de fibras, pudiendo provocar dificultades en cuanto a la trabajabilidad de las mezclas. Además la adición de fibras, asegura la conexión o unión de las diferentes capas presentando la posibilidad de emplearse las mezclas desarrolladas para aplicaciones que puedan realizarse con las nuevas técnicas desarrolladas en los últimos tiempos.

8.- CONCLUSIONES

El trabajo aquí presentado continúa la investigación de diferentes dosificaciones para conseguir UHPFRC, que tenga las características necesarias para poder utilizarlo con la técnica del hormigón proyectado. Como conclusiones de del programa experimental desarrollado se puede destacar:

- Se ha conseguido la elaboración de morteros con inicio de fraguado ultra rápido, concretamente en un tiempo de 50 segundos desde el vertido del acelerador de fraguado en la mezcla.
- Se ha seleccionado el aditivo acelerador de fraguado y la cantidad óptima para adelantar el tiempo de fraguado de la mezcla sin comprometer el valor de las resistencias a largo plazo.
- La incorporación de fibras (metálicas y de pequeño tamaño) a las mezclas en cantidades controladas y adecuadas (aproximadamente del 2%), ha supuesto un

incremento de las resistencias iniciales y finales, tanto a flexión como a compresión, en todos los tiempos y edades analizados.

- Se ha podido reducir el tiempo de mezclado del aditivo acelerador en la mezcla, sin apreciar variaciones significativas en el material obtenido.

Con todo ello, se considera que la mezcla diseñada podrá utilizarse con la técnica de proyección de hormigón, y quedan pendientes ensayos experimentales que permitan verificar esta hipótesis.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a ECSA (Empresa de Construcción Sostenible y Avanzada) y al personal del NNRG, grupo de investigación de ICITECH.

REFERENCIAS

- [1] Serna Ros, P., López Martínez, J.A. and Camacho Torregrosa, E., 'UHPFRC: De los componentes a la estructura', in 'I Simposio Latino Americano sobre Concreto Autoadensavel', Anais do 54º Congresso brasileiro do concreto, Maceio/Alagoas, Octubre, 2012 (54CBC) 59-81.
- [2] AFGC, 'Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes', 2013.
- [3] Yoggi, G.D., 'History of shotcrete', American Concrete Institute (ACI), 2002.
- [4] Galobardes Reyes, I., 'Characterization and control of wet-mix sprayed concrete with accelerators', Tesis doctoral de la Universitat Politècnica de Catalunya, 2013.
- [5] Torres Remón, R., 'Diseño de Hormigón para impresión en 3D', Tesina de master de la Universitat Politècnica de Valencia, 2016.
- [6] Camacho E. and Serna P., 'Optimización de dosificaciones de Hormigón Autocompactante de Muy Alto Rendimiento Reforzado con Fibras Híbrido', in '2º Congreso Ibérico sobre HAC', Guimaraes, Julio, 2010.
- [7] Camacho E., Serna P., and López J.A., 'Caracterización de dosificaciones de Hormigón de Muy Alta Resistencia Reforzado con Fibras con diferentes niveles de exigencia mecánica', in 'V Congreso ACHE', Barcelona, Octubre, 2011.
- [8] Fernández Benito, M.I., 'Desarrollo de productos de hormigón de muy alto rendimiento por conformado durante el proceso de fraguado', Tesina de master de la Universitat Politècnica de Valencia, 2015.
- [9] AENOR UNE-EN 196-3, 'Métodos de ensayos para cementos. Parte 3: Determinación del tiempo de fraguado y de la estabilidad en volumen' Noviembre 2009.
- [10] AENOR UNE-EN 480-2, 'Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Métodos de ensayo. Parte 2: Determinación del tiempo de fraguado' Marzo 2007.
- [11] AENOR UNE-EN 196-1, 'Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas' Noviembre 2005.

Análisis experimental mediante fotogrametría del comportamiento de fisuras de cortante en vigas esbeltas de hormigón armado reforzado con fibras macro sintéticas

F. Ortiz Navas ⁽¹⁾, J. Navarro-Gregori ⁽¹⁾ y P. Serna ⁽¹⁾

⁽¹⁾ ICITECH Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, Valencia, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6411>

RESUMEN

El presente trabajo estudia mediante técnicas de fotogrametría el comportamiento de fisuras inclinadas de cortante en una serie de cuatro vigas de hormigón armado (HA) y hormigón reforzado con fibras de polipropileno (HRFP) con y sin refuerzo transversal. Se presta especial atención a la evaluación de los desplazamientos y deslizamientos de las caras de fisuras. Los resultados obtenidos son comparados con resultados medidos durante el transcurso del ensayo por instrumentos (SDLs). Se observa que con el uso de fibras sintéticas dosificadas en 10 kg/m^3 , se reduce significativamente la abertura de la fisura diagonal principal en el orden de un tercio. Adicionalmente se observa una no linealidad de relación abertura – deslizamiento a lo largo de la fisura diagonal principal. Finalmente se proporcionan relaciones de abertura – deslizamientos que pueden ser empleados en ensayos Push – off.

PALABRAS CLAVE: Hormigón con fibras sintéticas, fisura tensión diagonal, procesamiento de imágenes, fotogrametría.

1. INTRODUCCIÓN

A pesar que el comportamiento a cortante en elementos de hormigón ha sido estudiado desde hace más de un siglo, este comportamiento, por su complejidad, físicamente no ha podido ser explicado en su totalidad, debido a que depende de varios factores como: el vano de corte, diámetro y cantidad de refuerzo transversal, condiciones de adherencia del refuerzo, efecto pasador de la armadura longitudinal, engranamiento de áridos, entre otros. Adicionalmente, estos factores pueden verse influenciados cuando se emplean nuevos tipos de hormigones como los hormigones reforzados con fibras sintéticas, que han tenido una fuerte evolución en la última década, y que pueden ser usadas hoy en día en aplicaciones estructurales. Sin embargo, existen algunas interrogantes como ¿En qué magnitud se ven afectados estos factores?

Mediante experimentación a nivel de elemento, es bien conocido que el uso de macro fibras de acero en una dosificación adecuada, mejora la capacidad a cortante de un elemento

debido a que estas cosen la fisura proporcionando sustancialmente mayor resistencia post fisuración, a la vez que ductilidad al elementos. Respecto al uso de macro fibras sintéticas, en la actualidad son limitadas las investigaciones relacionadas al comportamiento a cortante. Altoubat et al [1] ensayó 27 vigas a escala real (cortas y esbeltas) y sin refuerzo transversal, y en las que se incluyen fibra sintética con alto módulo de elasticidad en diferentes fracciones de volumen (0.5, 0.75 y 1%) . Los resultados mostraron que la adición de fibras sintéticas mejoró significativamente hasta en un 30% la resistencia a corte, comparadas con vigas control, así como también modificó el comportamiento de fisuración y modo de fallo. Guray et al[2] estudió la influencia de las fibras de polipropileno en el comportamiento a cortante sobre 11 vigas sin refuerzo transversal al variar el vano a cortante de 2,5 a 4,5 y la fracción en volumen de fibras. Sus ensayos demostraron que la resistencia y la ductilidad habían mejorado mediante la adición de fibras sintéticas y, en ciertos casos y dependiendo del vano a cortante y la fracción de volumen de las fibras también se modificó el modo de fallo. Otros ensayos [3][4] también han determinado que el uso de fibras de polipropileno aumenta la resistencia al corte, ductilidad y su uso como refuerzo a cortante en elementos estructurales.

El engranamiento de áridos, uno de los mecanismos de transferencia en elementos de hormigón sin refuerzo a cortante, fue claramente explicado en el Comité 426 de la ASCE-ACI [5]. El mecanismo actúa debido a que una cara de la fisura se desplaza en el sentido contrario del otro, oponiéndose al movimiento los áridos sobresalientes, creándose una fricción entre estos capaz de mantener la habilidad de transmitir esfuerzos de corte. Con el uso del hormigón reforzado con fibras, este mecanismo es diferente si se compara con hormigón tradicional. Echegaray et al [6] en base a ensayos Push-off con probetas prefisuradas, (aberturas de $\omega = 0$ y $\omega = 1$) determinó la influencia de las fibras de acero en el engranamiento de áridos y macro rugosidad, y por ende en la resistencia a cortante.

El presente trabajo, tiene como objetivo determinar a partir de imágenes obtenidas durante el ensayo de una serie de vigas, la evolución de las fisuras diagonales principales de cortante aplicando técnicas fotogramétricas. Se pone especial atención a la relación abertura y deslizamientos de caras que sufren las fisuras durante el transcurso del ensayo, con el fin de poder trasladar esta información a ensayos de probetas Push-off.

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

La campaña experimental en su totalidad consta de 24 vigas que son divididas en 3 grupos: el primer grupo de 8 vigas fue fabricado con hormigón sin adición de fibra, el segundo grupo de 8 vigas incorpora fibra de polipropileno a una razón de 10 kg/m^3 y el tercer grupo de 8 vigas que incorporan fibras de acero a razón de 30 kg/m^3 . La geometría de las vigas son inspiradas en aquellas ensayadas por Bresler et al[7] en 1963 (cuatro series de tres vigas) en las que se investigó el comportamiento crítico a cortante. Estas vigas, que cubren un amplio rango de refuerzo transversal y vano de corte, han sido consideradas por la comunidad de investigadores del comportamiento a cortante, como una serie de vigas clásicas, y han servido para la calibración y análisis de modelos numéricos [8]. De las 12 vigas fabricadas por Bresler et al [7], han sido excluida las vigas pertenecientes a la “Serie 3”, debido a que su fallo fue a flexión.

Para la fabricación de aquellas vigas de HRFPP, se empleó tres tipos de agregado fino, dos tipos de agregado grueso, cemento portland (CEM I 42.5N), agua, súper plastificante y fibras de polipropileno de 48mm de longitud y 0.85mm de diámetro, dosificadas en 10 kg/m³. La relación agua cemento en todas las amasadas fue de 0.5. Para obtener la trabajabilidad deseada, se empleó súper plastificante en una proporción de 1% y 1.5% en porcentaje de peso de cemento. La resistencia característica a la compresión de diseño tanto para el HA como para el HRFPP fue de 35 MPa.

En el presente artículo se presentan únicamente los resultados obtenidos durante el ensayo de 4 vigas, que corresponden a la serie A1 de HR y HRFPP (ver **Tabla 1** y **Figura 1**). El detalle y resultados de la campaña experimental completa se presenta en el artículo “Experimental reexamination of classic shear-critical concrete beams tests including fibers” [9].

Tabla 1. Geometría y armado de viga

Viga	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	Vano (mm)	<i>a/d</i>	Armadura Inf.	Armadura Sup.	Estribos	Fibras (kg/m ³)
OA1	305	552	472.5	5060	3660	3.87	3Φ20+3Φ25	2Φ12+1Φ10	-	-
A1	305	552	472.5	5060	3660	3.87	3Φ20+3Φ25	2Φ12+1Φ10	Φ8@330mm	-
OAP1	305	552	472.9	5060	3660	3.87	3Φ20+3Φ25	2Φ12+1Φ10	-	10
AP1	305	552	475.0	5060	3660	3.85	3Φ20+3Φ25	2Φ12+1Φ10	Φ8@330mm	10

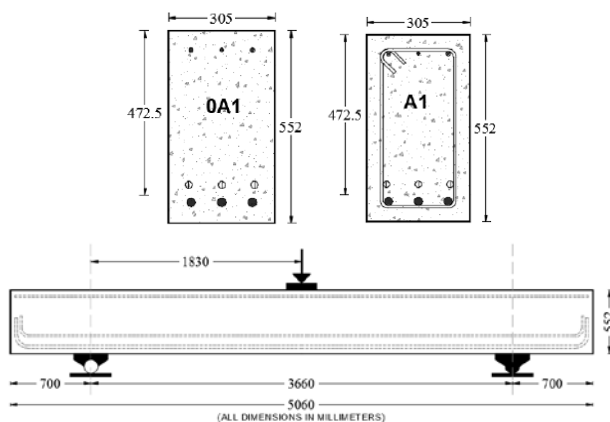


Figura 1. Sección transversal y geometría de vigas

2.1. Configuración del ensayo

Las vigas fueron ensayadas a 3 puntos. La configuración e instrumentación del ensayo se presenta en la **Figura 2**. La carga fue aplicada con control de desplazamiento en el centro del vano de la viga mediante un actuador hidráulico de 1000 kN a una velocidad de 0.30±0.10 mm/min. Para la medición de desplazamiento, se utilizaron 9 captadores (SDL) ubicados según se muestra en la **Figura 2**. Para la medición de deflexiones, se ubicó uno de

los captadores (SDL1) en el centro del vano, mientras que otros dos fueron colocados sobre los apoyos para capturar y corregir movimientos verticales no deseados. Dos dispositivos horizontales, se ubicaron en el centro de vano para medir compresiones y tracciones en la sección. Adicionalmente se han colocado dos dispositivos inclinados a 45 grados a una distancia igual al canto útil de la viga para registrar la fisuración inclinada producida por esfuerzos cortantes. Finalmente dos captadores fueron colocados en la parte superior de la mitad del vano de corte.

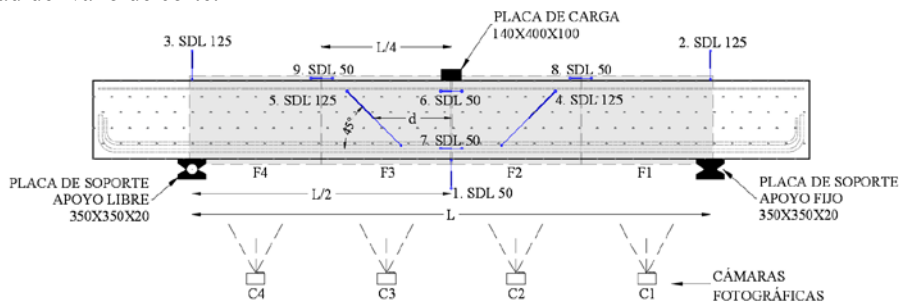


Figura 2. Configuración e instrumentación de ensayo de vigas a tres puntos

Para poder realizar mediciones después del ensayo, se han empleado cuatro cámaras fotográficas de alta resolución (C1 a C4, ver **Figura 2**), las cuales toman una fotografía cada 10 segundos de ensayo. Cada fotografía abarca un cuarto del vano de la viga con una resolución de 3456x5184 píxeles. Para facilitar el procesamiento y medición en las imágenes, se ha pintado sobre la cara fotografiada de la viga un patrón de puntos redondos de 6mm de diámetro separados entre sí 10 cm. Todas las fotografías han sido tomadas conservando las mismas condiciones de luz y distancia focal. Cada cámara se encontró separada del elemento a 800 mm de distancia. Los resultados de las mediciones se presentan en el apartado 3 del presente documento.

2.2. Resultados del ensayo.

Los resultados experimentales en términos de carga última (P_u), deflexión en el centro del vano (δ_u), modo de fallo (MDF), y máxima abertura de fisura a corte (w_s) y a flexión (w_f), se resumen en la **Tabla 2**. Las vigas presentan dos modos de fallo: Tensión diagonal (D-T) en aquellas sin refuerzo transversal y cortante compresión (V-C), en vigas con refuerzo trasversal.

Es importante mencionar que todos los resultados han sido obtenidos en la carga última (carga máxima) y no se ha considerado el peso propio del elemento.

Tabla 2. Resultados de ensayo de vigas a tres puntos.

Viga	MDF	P_u (kN)	V_u (kN)	V_u (MPa)	δ_u (mm)	w_s (mm)	w_f (mm)
OA1	D-T	312.11	156.06	0.93	5.74	0.30	0.25
A1	V-C	472.71	236.35	1.40	16.31	4.00	0.25
OAP1	D-T	446.68	223.34	1.33	15.81	6.00	0.25
AP1	V-C	695.30	347.65	2.06	29.78	2.50	1.00

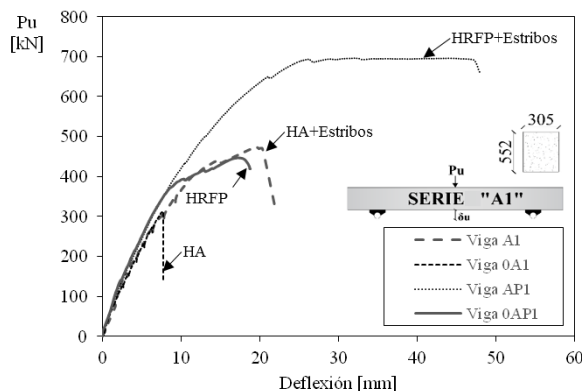


Figura 3. Respuesta carga flecha. a) Serie A1

Las fisuras verticales a flexión son las primeras en aparecer, en la serie A1 a los 73 kN (valores promedio), ubicándose generalmente cercana a la posición de los estribos, y cada 150-170 mm en aquellas vigas sin refuerzo transversal. La abertura máxima de estas fisuras se encuentra en el orden de 0.25 a 1.00mm.

La distribución de las fisuras de cortante en las cuatro vigas, aparecen con un patrón similar, naciendo en su mayoría de una fisura a flexión que ha alcanzado la mitad de altura de la sección de la viga. Las fisuras de cortante crecen en general con un ángulo de inclinación de 41 grados hacia el punto de aplicación de la carga. A medida que aumenta la carga, las fisuras de cortante reducen el ángulo de inclinación, se unen con otras fisuras, aparece la fisura diagonal principal y se re direccionan hacia los apoyos. Es importante mencionar que en la viga de HRFP sin estribos (0AP1) se observa ligeramente mayor distribución de fisuras con respecto a su similar sin fibras (0A1). La fisura diagonal principal en las vigas de HR aparece aproximadamente al 41% de la carga pico, mientras que en aquellas vigas de HRFP, nace como una fisura nueva entre dos fisuras inclinadas aproximadamente al 70% de la carga pico, tendiendo como referencia que la primera fisura a cortante aparece en promedio al 24% de la carga pico.

Si comparamos el patrón de fisuración de las vigas sin estribos, un instante antes que falle la viga 0A1, 312 kN, (ver Figura 4) se observa que la fisura diagonal principal, en el caso de la viga 0AP1, aún no ha ingresado a la zona superior de compresión, mientras que en 0A1, la fisura ingresa y debilita abruptamente la zona comprimida, neutralizando este mecanismo resistente a cortante y produciéndose el fallo instantáneo.



Figura 4. Comparación estado de carga vigas 0A1 y 0AP1

3. ANÁLISIS FOTOGAMÉTRICO

En el presente apartado, se muestra la aplicación de técnicas fotogramétricas para determinar el comportamiento del hormigón, específicamente el comportamiento de la fisura principal desde su aparición hasta la rotura del elemento.

Durante el ensayo se dificulta realizar mediciones a nivel de fisura mediante instrumentación tradicional, ya que si bien, conocemos el sector del elemento donde se generan los mayores esfuerzos, resulta imposible determinar el lugar exacto donde aparecerán estas. La técnica de medición por fotogrametría, resulta de gran ayuda para evaluar deformaciones y desplazamientos de un elemento, así como el estudio de patrones y evolución de fisuras.

Las imágenes son capturadas empleando las mismas condiciones de luz y distancia focal utilizando un lente de 18mm, y posteriormente guardadas en formato digital RAW de alta resolución. El procedimiento inicia una vez procesada la secuencia de imágenes. Para este propósito, se empleó un software propio desarrollado en el ICITECH. La distorsión de las imágenes ha sido corregida mediante el uso de software especializado con las propiedades del lente empleado. Los puntos de seguimiento son los puntos pintados sobre una cara de la viga. Aunque no se ha realizado un estudio pormenorizado de la precisión de las mediciones, se puede estimar, acorde al tamaño de píxeles que tiene la fotografía y al área que esta abarca, que la precisión obtenida en promedio es de 0.19mm / pixel. En el apartado 3.2 de este documento, con el fin de validar las mediciones obtenidas por fotogrametría, se muestra una comparación de estas con mediciones realizadas mediante instrumentación tradicional.

3.1. Resultados fotogrametría.

Para medir el deslizamiento y abertura de la fisura diagonal principal, se han seleccionado puntos de seguimiento cercanos a la fisura, como se muestra en la **Figura 5** que corresponde a las fotografías F1 y F2 de la viga 0AP1. En esta se puede observar en color rojo la trayectoria de cada punto durante el ensayo. Las líneas magentas, muestran los lugares en donde se realizó las mediciones de abertura de fisura y que corresponden a los puntos 1-2, 5-6 y 9-10. Las líneas amarillas muestra el lugar en donde se realizó la medición de deslizamiento de la fisura. Las respuesta de la medición de abertura y deslizamiento de fisura, en cada estado de carga, así como también la relación entre estas se presentan en la **Figura 6** para elementos sin estribos y **Figura 7** para elementos con estribos.

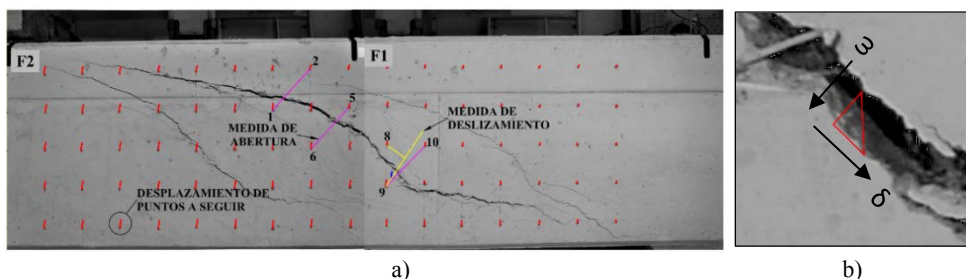


Figura 5. a) Medición entre puntos de seguimiento en fotografías posición F1 y F2 de viga 0AP1, b) Abertura y deslizamiento a carga máxima de fisura diagonal principal viga 0AP1

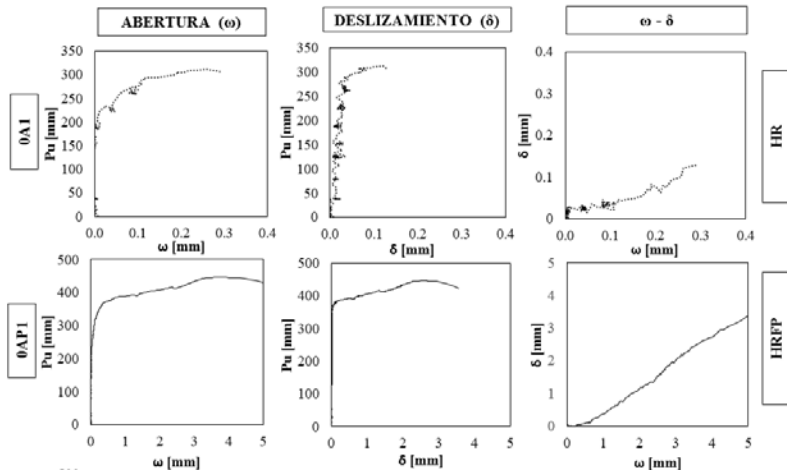


Figura 6. Respuesta Carga - Abertura, Carga - Deslizamiento y Abertura - Deslizamiento, de vigas sin refuerzo transversal

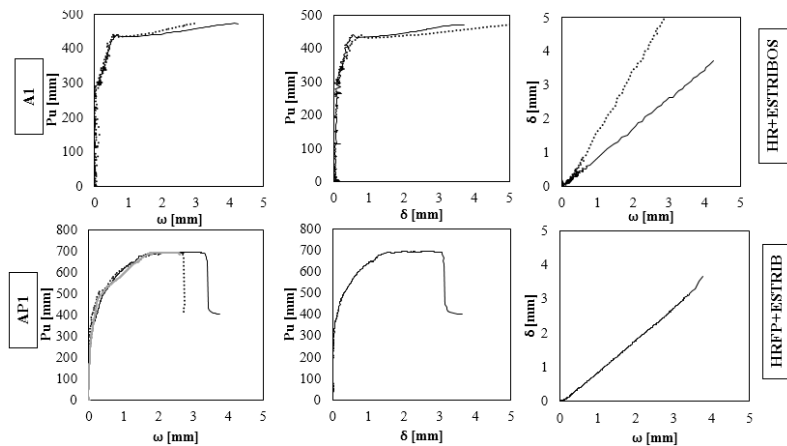


Figura 7. Respuesta Carga - Abertura, Carga - Deslizamiento y Abertura - Deslizamiento, de vigas con refuerzo transversal

3.2. Comparación Fotogrametría vs Instrumentación

Con el fin de comprobar las mediciones realizadas a través de fotografías, se realiza una comprobación con medidas obtenidas mediante instrumentación convencional. En la **Figura 8**, se muestra en línea punteada la respuesta Carga – Desplazamiento del captador SDL 5 y 6 (captadores inclinados, ver **Figura 2**), y en línea continua las mediciones obtenidas mediante fotogrametría. Se observan que los dos procesos de medición arrojan una similitud significativa al describir el comportamiento del elemento.

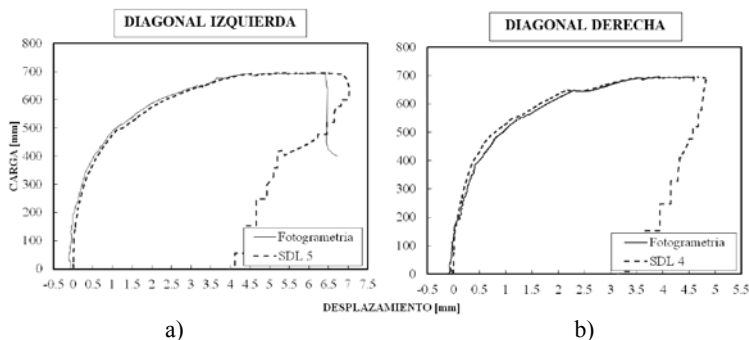


Figura 8. Respuesta Carga - Desplazamiento medida mediante fotogrametría en
a) Lado Izquierdo y b) Lado derecho

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La ductilidad que presentan las vigas de HRFP frente a las vigas de HR puede ser observado tanto a nivel de elemento (ver **Figura 3**) como a nivel de fisura diagonal principal (ver **Figura 6**). Si comparamos a nivel de fisura principal las vigas 0A1 (HR) y 0AP1 (HRFP), podemos ver que, en la primera, al llegar a la carga máxima (P_u), la viga falla de una manera abrupta y frágil, comportamiento asociado a D-T, mientras en la viga de HRFP, al alcanzar P_u , la fisura sigue abriéndose y deslizándose hasta su colapso, proporcionando las fibras un cierto nivel de ductilidad entre P_u y el colapso. Este comportamiento a nivel de fisura principal menos frágil y más predecible, podría clasificarse como una tensión diagonal controlada (C-D-T).

Es importante mencionar que la relación abertura y deslizamiento dentro de la viga, dependerá del lugar de medición, inclinación de la fisura y posición de esta.

Si bien no existe una relación clara de abertura vs. deslizamiento, se pueden decir que esta relación depende de la ubicación de la medición, inclinación de la fisura y posición de esta en la viga. En general si la medición se realiza en aquellos lugares donde la fisura diagonal principal es menos inclinada, existirá menos abertura y mayor deslizamiento.

Así también el grosor y deslizamiento de una determinada fisura, dependerá en gran medida del comportamiento de las fisuras cercanas. Estas variaciones tienen como consecuencia que a lo largo de la fisura, existirán zonas donde el mecanismo resistente de engranamiento de árido aporte más a la resistencia global a cortante del elemento, y en otros lugares sea menor o nula. Esta no linealidad a nivel de fisura añade complejidad al estudio, y modelización del cortante, principalmente cuando el elemento carece de refuerzo transversal, y el engranamiento de áridos es uno de los mecanismos de resistencia más importante.

La **Figura 9** muestra una comparación grafica del comportamiento de la fisura diagonal principal del HR y el HRFP con y sin refuerzo transversal. Se observa que con el uso de macro fibras sintéticas, se reduce en aproximadamente un tercio el grosor de la fisura, debido al efecto puente que las fibras proporcionan, retrasando de esta manera la propagación de la misma (ver **Figura 4**).

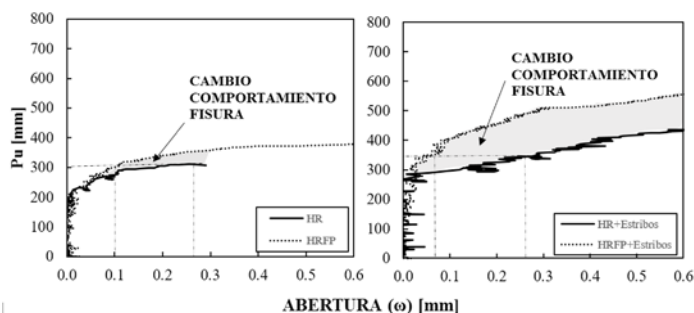


Figura 9. Comparación abertura fisuras HR vs. HRFP con y sin refuerzo transversal.

En la **Figura 10** se representan todas las mediciones realizadas sobre la fisura principal en todos los niveles de refuerzo transversal (fibras y estribos) para las series A1, y se muestra una línea de tendencia de relación entre deslizamiento y abertura. Se observa que en aquellas vigas que no poseen ningún tipo de refuerzo transversal (HR), la abertura y deslizamiento no sobrepasa los 0.3 a 0.4mm y poseen una proporción abertura-deslizamiento de 1/0.5, mientras que en el resto de vigas, con diferentes niveles de refuerzo transversal las aberturas y deslizamientos pueden alcanzar entre 2.5-6mm con proporciones entre si de 1/0.75.

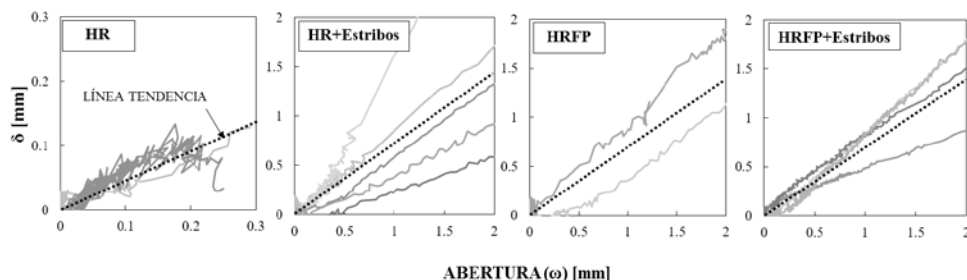


Figura 10. Tendencia Deslizamiento vs. Abertura.

Finalmente, con referencia a la comparación de mediciones entre la fotogrametría y la instrumentación empleada (SDLs), en promedio la diferencia que existe entre ambas se encuentra en el orden de 0.2mm. En estados de carga bajos la diferencia que existe entre los dos procesos de medición es de 0.05mm. Gran parte de este error se debe a la conexión fotografía – estado de carga, ya que cada fotografía es tomada cada 10 segundos, es decir 1 lectura cada 10 segundos, mientras que la lectura por instrumentación de carga y desplazamientos se almacena a razón de 100 lecturas cada 10 segundos. Esta considerable diferencia resulta en que cada fotografía puede ser asociada con 100 lecturas por instrumentación, y cuando existen grandes variaciones en el comportamiento del elemento, parte de estas variaciones no serán leídas mediante fotografías.

4.- CONCLUSIONES

Después de la campaña experimental y análisis de sus resultados, las principales conclusiones del presente estudio son entre otras:

- a) El uso de fibras macro sintéticas en vigas mejoran significativamente el comportamiento a cortante incrementando la carga última y proporcionando mayor ductilidad tanto a nivel elemento como fisura. Este comportamiento a nivel de fisura principal menos frágil y más predecible, podría clasificarse como una tensión diagonal controlada (C-D-T).
- b) Durante el análisis fotogramétrico, se observa una no linealidad geométrica de relación abertura – deslizamiento a lo largo de una fisura. Estas variaciones tienen como consecuencia la existencia de zonas donde el engranamiento de árido aporte más a la resistencia global a cortante del elemento, y en otros lugares sea menor o nula.
- c) Con el uso de macro fibras sintéticas dosificadas a 10kg/m^3 en vigas, reduce en aproximadamente un tercio la abertura de fisuras, retrasando la propagación de la misma, manteniendo intacto durante más tiempo la zona superior comprimida.
- d) Las aberturas y deslizamientos vigas de HR tienen aberturas y deslizamientos en el orden de hasta 0.4mm con relaciones promedio entre sí 1/0.5, mientras que en HRFP pueden llegar hasta los 6mm con relaciones abertura – deslizamiento de 1/0.75.

REFERENCIAS

- [1] S. Altoubat, A. Yazdanbakhsh, K.A. Rieder, Shear behavior of macro-synthetic fiber-reinforced concrete beams without stirrups, *ACI Mater. J.* 106 (2009) 381–389.
- [2] G. Arslan, M. Ozturk, R. Secer, O. Keskin, Shear behaviour of polypropylene fibre-reinforced-concrete beams without stirrups, (2016).
- [3] A. Conforti, F. Minelli, A. Tinini, G.A. Plizzari, Influence of polypropylene fibre reinforcement and width-to-effective depth ratio in wide-shallow beams, *Eng. Struct.* 88 (2015) 12–21. doi:10.1016/j.engstruct.2015.01.037.
- [4] D.R. Sahoo, K. Maran, A. Kumar, Effect of steel and synthetic fibers on shear strength of RC beams without shear stirrups, *Constr. Build. Mater.* 83 (2015) 150–158. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.03.010.
- [5] A.-A.C. 426, The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, *J. Proc.* 70 (n.d.). doi:10.14359/11224.
- [6] J. Echegaray-Oviedo, J. Navarro-Gregori, E. Cuenca, P. Serna, Upgrading the push-off test to study the mechanisms of shear transfer in FRC elements, *Proc. 8th Int. Conf. Fract. Mech. Concr. Struct. Fram.* 2013. (2013) 1012–1021.
- [7] B. Bresler, A.C. Scordelis, Shear strength of reinforced concrete beams, *J. Am. Concr. Inst.* 60 (1963) 51–72.
- [8] F.J. Vecchio, W. Shim, Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests, *J. Struct. Eng.* 130 (2004) 460–469. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(460).
- [9] J.N. Gregori, F. Ortiz Navas, G.E. Leiva Herdoncia, P. Serna, Cuenca E., Experimental reexamination of classic shear-critical concrete beams tests including fibers, in: *Proc. 9th RILEM Int. Symp. Fibre-Reinforced Concr.*, Vancouver, 2016.

APLICACIONES ESPECÍFICAS
APLICAÇÕES ESPECIAIS

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Valorización como árido reciclado mixto de un residuo de construcción y demolición en la confección de hormigones autocompactantes durables en terrenos con yesos

Isabel M. Guerrero ⁽¹⁾, Gracia R. Jerónimo ⁽²⁾ y José R. Montero ⁽³⁾

⁽¹⁾ Graduado en Ingeniería Civil por la Universidad de Granada, España.

⁽²⁾ Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica, ETSICCP, Universidad de Granada, España.

⁽³⁾ Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, ETSICCP, Universidad de Granada, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5318>

RESUMEN

Se ha realizado un estudio para intentar valorizar el residuo de construcción y demolición, RCD, de mayor generación en las plantas de reciclaje para su aplicación como árido reciclado mixto, al no encontrarse contemplado su uso en la normativa española vigente. En primer lugar, se han determinado las propiedades más relevantes relacionadas con su empleo en hormigones y posteriormente, se ha diseñado y confeccionado un hormigón autocompactante empleando la totalidad de este residuo, ajustando la dosificación para conseguir la durabilidad en una clase de exposición ambiental IIB+Qb. Los requisitos de autocompactabilidad se han logrado ensayando una gama de dosificaciones en torno a la preconizada por Okamura, ajustando la cantidad de filler y las proporciones de arena y grava, intentando emplear la menor cantidad posible de filler y la mayor proporción de grava. Se ha determinado la resistencia a compresión del HAC finalmente seleccionado y algunas propiedades relacionadas con su durabilidad, como su porosidad, absorción capilar, penetración de agua y especialmente su resistencia al ataque por sulfatos. Los resultados obtenidos permiten afirmar que con este residuo se puede garantizar la autocompactabilidad en el hormigón, conseguir adecuadas resistencias mecánicas y, sorprendentemente, se perciben bastantes indicios de un comportamiento satisfactorio frente a los sulfatos.

PALABRAS CLAVE: hormigón autocompactante, árido reciclado mixto, ataque por sulfatos, durabilidad.

1.- INTRODUCCIÓN

El uso del hormigón, sin duda el material de construcción más importante con el que se construyen la mayoría de las obras civiles, conlleva la extracción de gran cantidad de árido natural de las canteras puesto que este componente entra a formar parte en un 75-80% del

volumen total del hormigón, lo que está afectando de forma importante a los ecosistemas. Por otro lado, con el desmesurado auge de la construcción de los últimos años, se han generado una gran cantidad de RCDs de los cuales un pequeño porcentaje es reciclado, siendo este el principal problema medioambiental causado por la industria de la construcción. Estos hechos han dado lugar a que los investigadores centren sus estudios en la utilización de estos residuos, sobre todo como árido para hormigones, pues de esta manera se reduce la extracción de árido natural y, al mismo tiempo, se elimina parte de unos residuos difíciles de gestionar.

Han sido muchos los autores que han estudiado el comportamiento del hormigón sustituyendo alguna de las fracciones del árido por un material reciclado. La utilización de residuos procedentes únicamente del hormigón como árido grueso en hormigones es bastante conocida e incluso está regulada por la EHE-08, y es el único residuo que permite la normativa española para su empleo en la confección de hormigones. Este hecho limita en gran medida el reciclaje de los residuos de construcción y demolición, pues el de hormigón apenas representa un 15% de la producción total.

En las plantas de reciclaje de RCDs, el material predominante es una mezcla de hormigón, restos cerámicos e impurezas. Las pocas investigaciones que hay sobre su aplicación en hormigones como árido reciclado mixto [1, 2, 3, 4, 5] concluyen que la mayoría de las propiedades del hormigón se ven afectadas negativamente, tanto más cuanto mayor es la sustitución de árido. Esto ha hecho que actualmente haya mucha desconfianza y apenas si se recicla, solo se emplea como relleno de zanjas o en firmes de carreteras.

Sin embargo, es un imperativo para la sostenibilidad valorizar al máximo este residuo, pues aunque puede contener muchas impurezas perniciosas, también es cierto que contiene un material muy interesante, los restos cerámicos, de los que desde tiempo inmemorable se conocen sus beneficiosos efectos puzolánicos [6]. Por este motivo, con este trabajo se ha querido estudiar este residuo más a fondo, intentando valorizarlo como árido reciclado mixto en la confección de hormigones autocompactantes. De esta manera se aprovecharían las ventajas del HAC a la vez que se le daría utilidad a un residuo con cierta aptitud para estos hormigones, debido al efecto puzolánico que posee el material cerámico, el cual podría contrarrestar alguno de sus efectos negativos, como las expansiones que provoca su elevado contenido de yeso.

2.- METODOLOGÍA

2.1.- Caracterización del árido reciclado mixto

El árido reciclado ha sido suministrado por la planta de reciclaje de residuos de construcción y demolición El Soto (Granada, España). Se le han determinado todas las propiedades físicas y químicas que aparecen limitadas en la EHE-08, con objeto de ver el grado de cumplimiento de los resultados con los valores límite establecidos en la misma, y algunas otras, para comprender mejor el comportamiento del hormigón fabricado con este material. Se estudió su composición mineralógica mediante difracción R-X y se determinó su superficie específica BET. Todos los ensayos realizados aparecen en la Tabla 1.

Tabla 1. Ensayos de caracterización realizados en el árido

<i>Característica determinada</i>	<i>Método de ensayo</i>
Granulometría	UNE-EN 933-1
Composición macroscópica	UNE-EN 933-11
Equivalente de arena	UNE-EN 933-8
Absorción de azul de metileno	UNE-EN 933-9
Índice de lajas	UNE-EN 933-3
Resistencia a la fragmentación	UNE-EN 1097-2
Absorción	UNE-EN 1097-6
Cloruros totales	ASTM C1152/1152M
Sulfatos solubles en ácido	UNE-EN 1744-1
Contenido total en azufre	UNE-EN 1744-1
Materia orgánica	UNE-EN 1744-1
Partículas ligeras	UNE-EN 1744-1
Mineralogía	Difracción de R-X
Superficie específica	BET con adsorción N ₂

2.2.- Otros componentes del HAC

Para el resto de los componentes del HAC se ha recurrido a los materiales de la zona. El árido de aportación ha sido arena natural lavada procedente del machaqueo de roca caliza dolomítica, con una densidad de 2.855 kg/m³ y un 0,6% de absorción. El filler procedía de la trituración de material de la misma naturaleza, con densidad 2.741 kg/m³. Se ha utilizado un CEM II/A-V/42.5R y agua de la red. Tras probar con varias marcas de aditivos habituales en hormigones autocompactantes, se eligió como más adecuado el superplastificante (SP) MasterEase 3530, que se ha utilizado junto con un plastificante-retardador (P) MasterPozzolith 7000, ambos de BASF.

2.3.- Diseño del hormigón

El procedimiento seguido para dosificar el HAC ha considerado, por un lado, las prescripciones mínimas de la EHE-08 para la clase de exposición ambiental IIB+QB y, por otro lado, el método del profesor Okamura [7]. Por tanto, se ha dosificado con una relación agua/cemento de 0,50 y una cantidad de cemento de 350 kg/m³. Se han confeccionado amasadas con diferentes granulometrías hasta encontrar la que mejor cumplía con los requisitos de autocompactabilidad empleando la mayor cantidad de grava posible. En la Tabla 2 se presentan las diferentes mezclas realizadas. Las distintas dosificaciones se designaron en la forma GX-AY, donde X es el porcentaje de la grava respecto a su densidad de relleno, e Y es el porcentaje de arena en el mortero. Además, se dispuso de un hormigón de referencia, R-G42-A45, sustituyendo el árido reciclado por árido natural y empleando una granulometría satisfactoria para la autocompactabilidad [8].

Tabla 2. Dosificaciones realizadas

Designación	Agua ⁽¹⁾ (kg/m ³)	Cemento (kg/m ³)	Filler (kg/m ³)	Árido reciclado (kg/m ³)	Arena (kg/m ³)	SP (%)	P (%)
G50-A40	178,2	350,0	349,3	924,0	680,3	3	2
G50-A45	183,2	350,0	241,9	919,7	793,0	3	2
G52-A48	183,9	350,0	162,3	956,4	839,1	3	2
G55-A50	189,2	350,0	99,2	1.006,8	850,8	3	2
R-G42-A45	178,0	350,0	280,4	⁽²⁾ 807,5	853,2	3	2

⁽¹⁾ Las diferencias en el agua de amasado se deben a que se han tenido en cuenta la absorción y la humedad del árido en el momento de la confección del hormigón.

⁽²⁾ En este caso se trata de grava natural de la zona.

A todas estas amasadas se le realizaron los ensayos que indica la EHE-08 para la caracterización de la autocompactabilidad: escurrimiento, según UNE-EN 12350-8, embudo en V según UNE-EN 12350-9, escurrimiento con anillo J según UNE-EN 12350-12 y caja en L según UNE-EN 12350-10. Los resultados se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Autocompactabilidad de las diferentes dosificaciones confeccionadas

Designación	Escurrecimiento		Embudo en V	Caja en L	Anillo J
	T ₅₀ (s)	d _f (mm)	T _V (s)	C _{bL}	d _{Jf} (mm)
G50-A40	3,4	707	24,4	0,61	697
G50-A45	2,2	695	12,2	0,54	615
G52-A48	1,2	765	6,4	0,94	745
G55-A50	2,3	685	bloqueo	0,70	680
R-G42-A45	-	660	-	0,77	-

A la vista de estos resultados, la dosificación que cumplía todas las especificaciones de autocompactabilidad y además aceptaba la mayor cantidad de árido reciclado posible fue la G52-A48. Por todo ello, esta fue la seleccionada para realizar el estudio.

2.4.- Determinaciones en el HAC endurecido

La resistencia a compresión se ha determinado mediante la norma UNE-EN 12390-3. Las densidades, porosidad accesible, absorción capilar y penetración de agua según las normas UNE 83980, UNE 83982 y UNE-EN 12390-8, respectivamente.

Finalmente, el ensayo más determinante de esta investigación, el que evalúa el comportamiento del hormigón frente al ataque por sulfatos, se ha llevado a cabo manteniendo 6 probetas prismáticas, de 285 cm de longitud, en una disolución concentrada de sulfatos y midiendo los cambios de longitud en distintos plazos, según el procedimiento descrito en la norma ASTM C1012/C1012M.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Caracterización del árido reciclado

En la Figura 1 se presenta la granulometría del árido, el cual posee un 79% de grava y un 21% de arena.

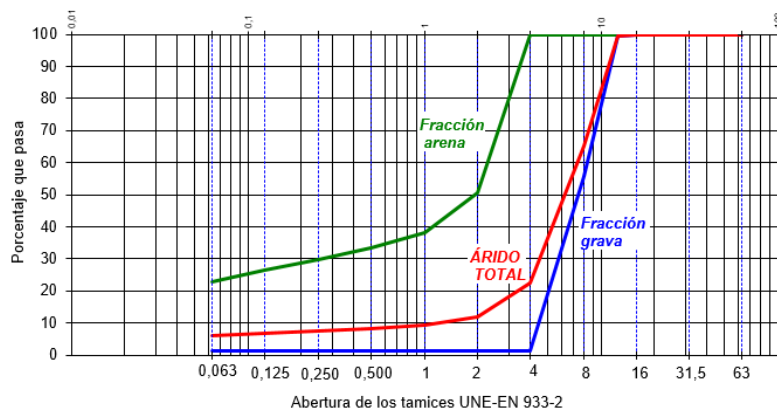


Figura 1. Granulometría del residuo aplicable como árido reciclado mixto

La composición macroscópica de este residuo se muestra en la Tabla 4, estando formado, en su mayoría, por mortero, árido natural y un importante contenido de cerámica.

Tabla 4. Composición macroscópica del árido

<i>Componentes en la fracción gruesa (%)</i>	
Árido natural	48,8
Mortero	32,8
Cerámica	15,6
Asfalto	1,6
Partículas de yeso	1,0
Otros (vidrio, madera, plástico...)	0,2

Los resultados del análisis por difracción de R-X se muestran en la Figura 2, tras el cual se ha concluido que la fase más abundante es la dolomita, justificado por la composición de los áridos de la zona, seguida de calcita y cuarzo en menor proporción. También se detectan cantidades no despreciables de yeso y escasas de filosilicatos (ilita) y plagioclasas.

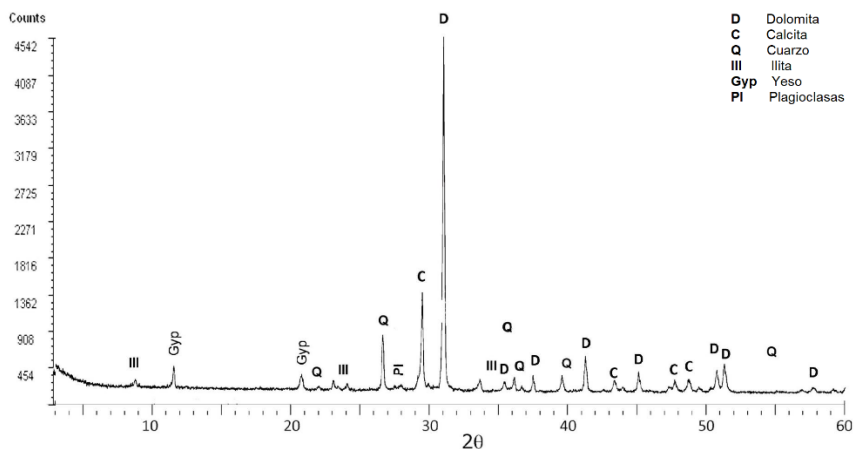


Figura 2. Diagrama de difracción de rayos X del árido

En la Tabla 5 se recogen los valores obtenidos de ensayar todas las propiedades del árido señaladas anteriormente.

Tabla 5. Resultados de los ensayos y limitaciones de la EHE-08

Característica ensayada	Resultado	Limitación EHE-08
Densidad (g/cm ³)	2,75	-
Contenido de finos (%)	5,8	≤ 6
Equivalente de arena	42	≥ 70
Absorción de azul de metileno (g/kg)	2,28	≤ 0,36
Índice de lajas (%)	8	≤ 35
Resistencia a la fragmentación	27	≤ 40
Absorción (%)	6,4	≤ 5
Cloruros totales (%)	0,09	≤ 0,05
Sulfatos solubles en ácido (%)	3,1	≤ 0,8
Compuestos totales de azufre (%)	3,6	≤ 1
Materia orgánica	Color más claro	Color del patrón
Partículas flotantes (%)	2,7	≤ 1
Superficie específica (m ² /g)	3,187	-

El residuo objeto de estudio no presenta una excesiva cantidad de finos, lo que es lógico debido al proceso de lavado al que se le somete en la planta de reciclaje.

Tanto el equivalente de arena como el valor de azul de metileno son parámetros que determinan la calidad de los finos y, según los resultados obtenidos, no parecen ser adecuados de acuerdo con los criterios de la EHE-08. Pero quizás estos ensayos no permitan distinguir de una manera clara si los resultados se deben a la presencia de material

cerámico y en ese caso no serían perjudiciales. En vista de las propiedades del hormigón resultante, podría pensarse que se trata de arcilla cocida, aunque esta cuestión no se ha clarificado específicamente.

Tanto el índice de lajas como la resistencia a la fragmentación han presentado valores muy por debajo de los límites permitidos, y similares a los obtenidos en otras investigaciones [9,10].

La absorción es ligeramente superior a la limitada por la EHE-08, pero hay que tener en cuenta que es aplicable a los áridos reciclados de hormigón y éste, al tener mayor cantidad de material cerámico, es inevitablemente más absorbente. Muchas investigaciones de las consultadas coinciden en este hecho [2, 9, 10]. En todo caso, la elevada absorción podría contrarrestarse con relativa facilidad añadiendo más agua de amasado al confeccionar el hormigón.

El contenido de cloruros está por encima del límite exigido, lo que podría deberse a la sospecha de que los residuos procedieran de construcciones en ambientes salinos, aunque no se tiene confirmación de ello. No obstante, empleando el resto de los componentes con bajos contenidos de estas sustancias se podrían conseguir hormigones con bajo riesgo de corrosión.

El elevado contenido en sulfatos es el principal problema que presenta este residuo ya que podría provocar reacciones expansivas (etringita secundaria) con los conocidos efectos destructivos.

3.2.- Propiedades mecánicas y de durabilidad del HAC

Los resultados de la resistencia a compresión a 7 y 28 días, tanto del hormigón de estudio como los del hormigón de referencia, se presentan en la Tabla 6. Se observa una pérdida de resistencia respecto al hormigón de referencia del 15%. En otros estudios realizados con HAC empleando el 100% de árido reciclado, pero solo de hormigón, y además con cenizas volantes como adición [11] se han detectado pérdidas de resistencia del mismo orden (13%). Otros autores han estudiado hormigones convencionales con diferentes sustituciones del árido por uno reciclado mixto, obteniendo pérdidas de resistencia del 23% para la sustitución del 100% [1], o pérdidas comprendidas entre el 12 y el 20% [3]. En la Tabla 7 se presentan las restantes propiedades ensayadas.

Tabla 6. Resistencia a compresión de los hormigones estudiados

<i>Resistencia a compresión (MPa)</i>	<i>Edad del hormigón</i>	
	<i>7 días</i>	<i>28 días</i>
HAC con árido reciclado mixto	37,6	46,2
HAC de referencia	44,3	54,5

Tabla 7. Otras propiedades del hormigón en estado endurecido

<i>Característica ensayada</i>	<i>Resultado</i>	
Densidad aparente (kg/m ³)	2.300	
Densidad en seco (kg/m ³)	2.200	
Porosidad accesible (%)	4,3	
Absorción (%)	2,1	
Penetración de agua	Profundidad máxima (mm)	20,3
	Profundidad media (mm)	6,8
Absorción capilar	Coefficiente de absorción capilar (g/m ² s ^{0,5})	0,0431
	Porosidad efectiva (cm ³ /cm ³)	0,07
	Resistencia a la penetración de agua (min/cm ²)	1.025

De los resultados obtenidos en el ensayo de penetración de agua a presión y de absorción capilar puede afirmarse que el hormigón resultante es muy poco permeable, pese a la idea general de que estos hormigones suelen ser bastante absorbentes, debido a la elevada porosidad que los caracteriza por las propiedades del árido. Este buen comportamiento podría deberse, además de a la elevada cantidad de cemento que contiene, a que el material fino del árido puede contribuir al carácter aglomerante y formar películas impermeables alrededor de los áridos. De hecho, otros autores [11] han obtenido hormigones más permeables en el ensayo de penetración de agua a presión utilizando solo árido reciclado de hormigón, aunque este material posee una absorción menor que el reciclado mixto empleado en el presente estudio. En cuanto a la absorción capilar, según la bibliografía consultada [12], el coeficiente de absorción capilar ronda los 5 g/m²s^{0,5} para una relación a/c de 0,5. Teniendo estos valores en cuenta, se podría afirmar que el hormigón obtenido posee una elevada resistencia a la penetración de agentes agresivos. Los valores de absorción también son inferiores a los obtenidos por otros autores [3].

En la Figura 3 se muestran los resultados de las seis probetas ensayadas para el estudio del ataque por sulfatos, a lo largo de 15 meses, expresados en tanto por ciento respecto a su longitud inicial.

Según la norma ACI C201, para considerar un hormigón resistente a los sulfatos la expansión máxima permitida en 18 meses es del 0,1%. El HAC estudiado apenas ha alcanzado, a los quince meses, una cuarta parte de esta expansión, con lo que cabría pensar que al término del periodo de ensayo no se alcanzará el valor límite establecido ya que se observa una estabilización en la última fase del estudio.

Estos excelentes resultados de las propiedades relacionadas con durabilidad (penetración de agua y resistencia en el comportamiento frente a los sulfatos), podrían deberse al efecto puzolánico del material cerámico que presenta el árido, el cual ha podido contrarrestar el efecto negativo que conlleva la presencia de yeso en el árido y contribuir a que el hormigón sea poco permeable, dando lugar a un hormigón durable.

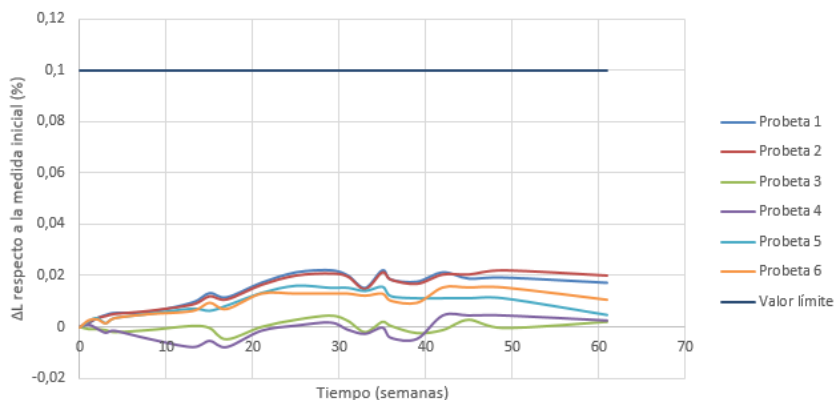


Figura 4. Variaciones dimensionales de las probetas en el ensayo de resistencia al ataque por sulfatos

4.- CONCLUSIONES

- La conclusión esencial del presente estudio es que ha sido posible obtener, con este residuo como árido, un hormigón con muy satisfactorias propiedades de autocompactabilidad, incluso se ha podido incrementar la cantidad de árido grueso respecto a la aconsejada por los precursores del HAC.
- El material estudiado presenta algunas características fuera de los límites establecidos por la normativa para los áridos reciclados, destacando unos finos sospechosos de ser perjudiciales y un elevado contenido en sulfatos. Sin embargo, contiene una proporción importante de material cerámico que posiblemente presenta interesantes efectos puzolánicos.
- La resistencia a compresión ha sido realmente buena, a la que ha debido contribuir la mejor adherencia pasta-árido, consecuencia de las propiedades puzolánicas del árido.
- La resistencia al ataque por sulfatos ha sido sorprendentemente buena, al menos hasta la fecha, lo que podría estar justificado por la poca permeabilidad que ha presentado el hormigón, lo cual dificulta el acceso de sustancias agresivas. También está presentando un excelente comportamiento ante las elevadas cantidades de yeso que posee, que deberían producir una expansión visible en el hormigón, de lo que no existe ninguna evidencia apreciable. Es posible que el efecto puzolánico de la cerámica haga bajar la basicidad en los poros del hormigón y, debido a ello, que la formación de etringita secundaria no se vea tan favorecida.
- Los buenos resultados obtenidos de autocompactabilidad, de resistencia mecánica y de durabilidad debería ser un incentivo para reconsiderar el empleo de este tipo de residuos como árido reciclado mixto para hormigones, lo que también contribuiría a la sostenibilidad del proceso constructivo.

REFERENCIAS

- [1] Isabel Martínez-Lage, Fernando Martínez-Abella, Cristina Vázquez-Herrero, Juan Luis Pérez-Ordóñez, 'Properties of plain concrete made with recycled coarse aggregate' *Construction and Building Materials* **37** (2012) 171-176.
- [2] Benito Mas, Antoni Cladera, Teodoro del Olmo, Francisco Pitarch, 'Influence of the amount of mixed recycled aggregates on the the properties of concrete for non-structural use' *Construction and Building Materials* **27** (2012) 612-622.
- [3] César Medina, Wenzhong Zhu, Torsten Howind, María Isabel Sánchez de Rojas, 'Influence of mixed recycled aggregate on the physical – mechanical properties of recycled concrete' *Journal of Cleaner Production* **68** (2014) 216-225.
- [4] C. Rodríguez, C. Parra, G. Casado, I. Miñano, F. Albaladejo, F. Benito, I. Sánchez, 'The incorporation of construction and demolition wastes as recycled mixed aggregates in non-structural concrete precast pieces' *Journal of Cleaner Production* **127** (2016) 152-161.
- [5] Miguel Bravo, Jorge de Brito, Jorge Pontes, Luís Evangelista, 'Durability performance of concrete with recycled aggregates from construction and demolition waste plants' *Construction and Building Materials* **77** (2015) 357-369.
- [6] Sánchez de Rojas, M.I., Frías, M., Rivera, J., 'Aprovechamiento del cascote cerámico como material puzolánico' . Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, *Cemento* **915** (2008) 32-41.
- [7] Okamura, H., Ozawa, K., Ouchi, M., 'Self Compacting Concrete. Structural Concrete'. Vol. 1, nº 1.
- [8] Jesús Martín Marín; 'Aplicabilidad de un material fino de desecho para la elaboración de hormigón autocompactante' (Granada, 2008).
- [9] Centro de estudios y experimentación de obras públicas, CEDEX; "Residuos de construcción y demolición, ficha técnica", Noviembre 2014.
- [10] Víctor Luis Gerales, 'Estudio de hormigones reciclados no estructurales fabricados con árido reciclado mixto: propiedades mecánicas y expansión debida al contenido de sulfatos', Universidad politécnica de Madrid, 2013.
- [11] Kanish Kapoor, S.P. Singh, Bhupinder Singh, 'Durability of self-compacting concrete made with Recycled Concrete Aggregates and mineral admixtures' *Construction and Building Materials* **128** (2016) 67-76.
- [12] Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Polder, R., 'Corrosion of Steel in Concrete' 2003.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Caracterización mecánica y reológica de un hormigón autocompactante elaborado con finos de recuperación procedentes de la fabricación de mezclas asfálticas

Castillo Mingorance, J.M.⁽¹⁾, Martínez-Echevarría Romero, M.J.⁽¹⁾,
Rodríguez Montero, J.⁽¹⁾ y López Alonso, M.⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, E.T.S. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Granada, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5320>

RESUMEN

En el trabajo que se presenta se estudia la valorización de un filler de recuperación, procedente de una planta de fabricación de aglomerados asfálticos, para su uso en la elaboración de hormigones autocompactantes (HAC) con aplicaciones estructurales. En primer lugar, se ha caracterizado el filler para determinar su potencial aplicabilidad en este tipo de hormigones. Posteriormente, se ha diseñado y confeccionado un hormigón autocompactante con las prescripciones impuestas para una clase IIB de exposición ambiental, partiendo del método de dosificación de Okamura y ajustando mediante amasadas de prueba las proporciones hasta cumplir los requisitos normalizados de autocompactabilidad. Una vez logradas, el trabajo se ha centrado en la evaluación de las características mecánicas y reológicas del hormigón seleccionado, determinando su comportamiento en cuanto a su resistencia a compresión y tracción, módulo de deformación, coeficiente de Poisson, retracción por secado y fluencia. Los resultados obtenidos han confirmado que con este filler de recuperación se pueden satisfacer plenamente los requisitos de autocompactabilidad exigidos por la normativa actual, si bien este hormigón exige una mayor dosis de aditivo superplastificante para lograrlos. Asimismo, el hormigón ha alcanzado valores en las propiedades mecánicas adecuados para su aplicación estructural aunque se ha observado mayor deformabilidad que en el hormigón de referencia.

PALABRAS CLAVE: Hormigón autocompactante, filler de recuperación, fluencia, retracción.

1.- INTRODUCCIÓN

El hormigón es uno de los materiales con el que se construyen la gran mayoría de las obras civiles, de hecho, solamente en España se produjeron en torno a 16 millones de metros cúbicos el último año registrado [1]. Esto supone un fuerte coste medio ambiental debido al empleo de gran cantidad de recursos naturales y a la liberación a la atmósfera de grandes

cantidades de CO₂ durante la fabricación del cemento, en donde se genera el 5% del total emitido [2]. Debido a esto, las industrias relacionadas con el hormigón están en constante desarrollo de tecnologías más eficientes intentando optimizar los recursos existentes. Desde hace tiempo se vienen aprovechando residuos de todo tipo, tras un estudio exhaustivo de sus propiedades, para la elaboración de hormigones. Incluso están apareciendo artículos técnicos sobre la posibilidad de emplear cenizas de biomasa procedente de aceituna [3] o de adicionar recortes de bolsas de plástico a la mezcla [4].

Como es conocido, el HAC requiere mayores dosis de finos en las mezclas. Existen multitud de subproductos industriales con gran potencial para su empleo como material fino con esta finalidad. Uno de ellos podría ser el filler de recuperación procedente de las plantas de fabricación de mezclas asfálticas, como han confirmado Martín et al. [5] y Romero et al. [6]. Estos autores han estudiado con gran profundidad las características de los filleres y las dosificaciones más convenientes para obtener los requisitos de autocompactabilidad, pero no han llegado a completar el estudio de las propiedades mecánicas y reológicas de los HACs confeccionados con ellos.

El objetivo de este estudio es, pues, la evaluación desde un punto de vista mecánico y reológico, de un filler de recuperación procedente de las plantas de fabricación de mezclas asfálticas para su uso en la elaboración de hormigones autocompactantes con aplicaciones estructurales. Por otro lado, la EHE-08 [7] recomienda que cuando una propiedad sea un parámetro significativo para la función estructural se deberá evaluar mediante ensayos específicos de laboratorio. Correspondiendo a tales indicaciones, el presente estudio se ha orientado a evaluar el filler de desecho a través de las propiedades del hormigón fabricado con él (REC), generalmente en comparación con las previstas para un hormigón convencional (vibrado) y también comparadas con un HAC de referencia (REF), confeccionado con un filler comercial. Tales propiedades han sido su resistencia a compresión y a tracción, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, así como la evolución de su fluencia y retracción. Para cumplir este objetivo, tras la caracterización del filler de recuperación y el diseño del hormigón con propiedades autocompactantes, se pusieron a punto los métodos de ensayo para la determinación de las propiedades citadas y se elaboraron las probetas correspondientes, tanto del hormigón objeto de estudio como de otro hormigón de referencia.

2.- MATERIALES Y MÉTODOS

La investigación se ha centrado en el estudio de las propiedades mecánicas y reológicas de un hormigón autocompactante elaborado con este fino de recuperación dosificado tanto con las recomendaciones de Okamura [8], como con los requerimientos mínimos que exige la Instrucción de hormigón estructural, EHE-08 para la clase de exposición ambiental de la ciudad de Granada.

2.1.- Filler de recuperación y de referencia

El filler de recuperación objeto de estudio procede de la planta de aglomerados de la empresa "HORMACESA" en Atarfe (Granada). De acuerdo con los resultados obtenidos

mediante difracción de rayos X se puede afirmar que es mayoritariamente dolomítico con pequeñas cantidades de calcita y de clorita (Fig.1). Su densidad media ha sido 2.840 kg/m³ (UNE-EN 1097-7:2009) y su granulometría utilizando corriente de aire (UNE-EN 933-10) y mediante láser se muestran en la Figura 2. Se ha determinado su superficie específica BET que ha resultado ser de 3,187 m²/g.

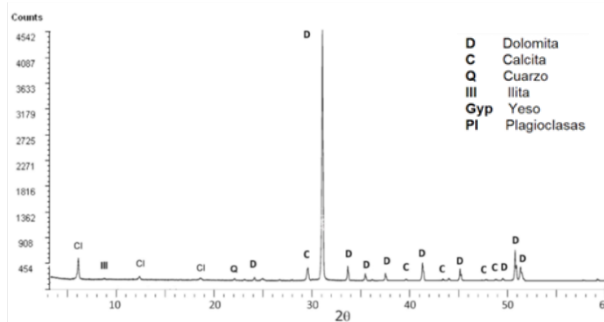


Figura 1. Difracción de rayos X del filler de recuperación.

El filler comercial empleado en la elaboración del hormigón de referencia es un material triturado también de naturaleza caliza-dolomítica suministrado por la empresa “Triturados Puerto Blanco” de Huetor Santillán (Granada) cuya densidad es de 2.830 kg/m³. Su granulometría se muestra en la Figura 2 y su superficie específica BET ha mostrado un valor de 0,700 m²/g.

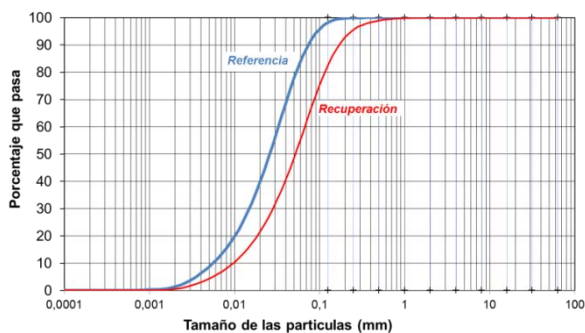


Figura 2. Granulometría láser del filler de recuperación y del filler de referencia

2.2.- Otros componentes del hormigón

El cemento empleado en la fabricación de ambos hormigones ha sido un CEM II/A-V 42,5R y el agua de amasado procede de la red de abastecimiento de la ciudad de Granada.

Los áridos utilizados en la confección del hormigón presentan un tamaño máximo de 16 mm y sus granulometrías se muestran en la Figura 3. La arena es de naturaleza caliza-dolomítica y se encuentra prácticamente exenta de finos. La grava total se ha obtenido mezclando una gavilla 4/8 y una grava 8/16 al 50%, siendo ésta la proporción con la que se obtuvo una mayor densidad de relleno (2.057 kg/m^3) según el procedimiento indicado en la norma ASTM C29/C29M-09.

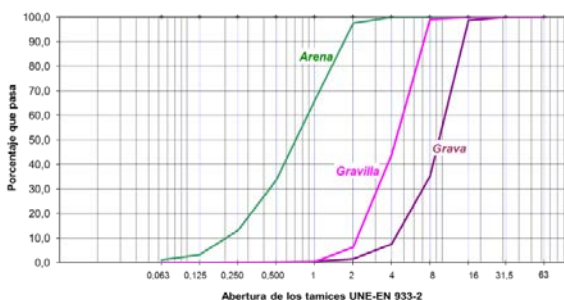


Figura 3. Granulometría de los áridos empleados en la confección del HAC

Se ha empleado un aditivo reductor de agua de alta actividad (MasterEase 3850 de Basf), indicado para la producción de hormigones de reología mejorada con un mantenimiento de consistencia. En las amasadas de prueba se ha podido observar la dosis de aditivo más conveniente para conseguir los parámetros de autocompactabilidad fijando la cantidad óptima de aditivo en un 2,4% con respecto al peso del cemento para HAC objeto de estudio. Para el hormigón de referencia la dosis de este aditivo ha sido del 1,8%.

2.3.- Hormigón autocompactante

La dosificación del hormigón autocompactante se ha realizado teniendo en cuenta las prescripciones de la EHE-08 para una clase de exposición ambiental IIB y siguiendo las indicaciones del método de Okamura et al. [8] con algunas modificaciones propuestas por otros investigadores como Marín et al [5]. Se ha empleado una dosis de cemento de 300 kg/m³ y una relación a/c de 0,55 como prescribe dicha normativa para ambos hormigones.

El hormigón se ha elaborado en una hormigonera planetaria de eje vertical. Una vez obtenida la cantidad de superplastificante óptima, se han realizado cuatro amasadas de 50l para determinar los parámetros de autocompactabilidad prescritos: de escurrimiento (UNE 83.361), de embudo en V (UNE 83.364), de caja en L (UNE 83.363) y de escurrimiento con anillo japonés (UNE 83.362). Como ensayos previos, se determinó también en ellas la resistencia a compresión.

Además, en estado fresco, el estudio se complementó con la determinación del aire ocluido (UNE-EN 12350-7:2010) y de su densidad (UNE-EN 12350-6:2009).

En estado endurecido se determinó la resistencia a compresión (UNE-EN 12390-3:2009) a 7 y 28 días sobre probetas cúbicas (150 mm) y la resistencia a tracción (UNE-EN 12390-6:2010) sobre probetas cilíndricas (300 x 150 mm) mediante el conocido como “ensayo brasileño” y aplicando el coeficiente de 0,9 como indica la EHE-08.

El módulo de elasticidad (según UNE-EN 12390-12:2014) y el coeficiente de Poisson se han determinado sobre probetas cilíndricas (300 x 150 mm). Para medir las deformaciones longitudinales se ha empleado un compresómetro con LVDTs. Las deformaciones transversales se han medido con galgas extensiométricas.

La fluencia se ha evaluado hasta la edad de 195 días sobre probetas cilíndricas (300 x 150 mm) con galgas extensiométricas embebidas en su interior siguiendo el procedimiento de la norma ASTM C512. El equipo se ha situado en la zona exterior del laboratorio con el fin de simular las condiciones ambientales en las que se encontraría una estructura real. Asimismo, se ha determinado la retracción por secado de unas probetas expuestas a las mismas condiciones ambientales para ser descontadas de los valores medidos con el equipo de fluencia. De acuerdo con el procedimiento dicho procedimiento, las probetas se han sometido a una carga de 10,5 MPa, menor al 40% de la resistencia a compresión del hormigón para la edad de ensayo.

La retracción por secado se ha evaluado, en ambiente de laboratorio, sobre probetas cilíndricas (300 x 150 mm) tras 28 días de curado en agua (UNE-EN 12390-2:2009) embebiendo galgas extensiométricas en el interior del hormigón. La temperatura, medida con un termohigrómetro, ha sido tenida en cuenta en la deformación total registrada por el equipo.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Evaluación del filler de recuperación

De acuerdo con la difracción de rayos X, se trata de un material de naturaleza dolomítica con ligeras impurezas de clorita y calcita. Según puede observarse, la granulometría del filler de recuperación ha resultado ser ligeramente más gruesa que la que recomienda la EHE-08, aunque se entiende que los límites granulométricos impuestos por esta normativa están basados más en razones comerciales que técnicas. Dejando aparte esta disconformidad, que no se considera determinante para excluirlo de su uso en HACs, no se han encontrado otros indicios de que este filler pueda ser inadecuado para dicha aplicación.

3.2.- Dosificación del hormigón autocompactante

Se ha dosificado con los valores límites de cemento y de relación a/c establecidos por la EHE-08, como se ha indicado anteriormente. Según la experiencia de otros estudios realizados en el laboratorio [5], la dosificación adecuada del HAC con este material se encuentra algo distante de la que se obtiene aplicando rigurosamente el método de Okamura [8]. La que aporta mejores propiedades de autocompactabilidad es la que contiene un 45%

de arena en el mortero y un 42% de grava respecto a su densidad de relleno. Las dosis de los distintos componentes se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Dosificación de los HACs elaborados tanto con filler de recuperación como con filler comercial.

<i>Dosificación en kg/m³</i>					
<i>Cemento</i>	<i>Agua</i>	<i>Grava</i>	<i>Arena</i>	<i>Filler</i>	<i>Superplastificante*</i>
300,0	169,1	864,0	792,6	342,6	7,2

* Con el filler comercial la dosis de aditivo ha sido de 5,4 kg/m³

3.3.- Ensayos previos de autocompactabilidad y resistencia

Los resultados de los ensayos de autocompactabilidad de las cuatro amasadas del HAC con la dosificación definitiva, considerados como ensayos previos se muestran en la Tabla 2, en la que también se incluyen los del HAC de referencia y los valores de las resistencias.

Tabla 2. Resultados de los ensayos previos

<i>Amasada</i>	<i>Escurrimiento</i>		<i>Escur. con anillo</i>		<i>Embudo en V</i>	<i>Caja en L</i>	<i>Res. compresión</i>	
	<i>d_f</i> [mm]	<i>T₅₀</i> [s]	<i>d_{if}</i> [mm]	<i>d_r d_{if}</i> [mm]	<i>T_v</i> [s]	<i>C_{bl}</i>	<i>7 días</i>	<i>28 días</i>
REC 1	760	2,2	730	30	8,1	1,00	33,93	39,96
REC 2	767	2,6	736	31	5,2	0,84	31,74	38,22
REC 3	743	3,3	710	33	9,0	0,94	29,06	38,87
REC 4	798	1,2	768	30	5,4	1,00	37,69	40,67
REF	795	2,25	765	30	7,47	1,00	37,48	45,01

Como se puede observar empleando el filler recuperado de las plantas de fabricación de aglomerados bituminosos, es posible obtener un hormigón autocompactante que cumpla con todos los requisitos establecidos en la normativa.

Con estos valores de resistencia a compresión es perfectamente posible alcanzar una f_{ck} de 30MPa, coherente con los requisitos de la relación a/c y de la dosis de cemento impuestos por durabilidad.

3.3.- Otras propiedades ensayadas

El aire ocluido y la densidad en estado fresco han resultado ser, para el hormigón de estudio, de 6,75 % y 2.336 kg/m³ respectivamente y 4,55 % y 2.317 kg/m³ para el hormigón

de referencia. Destaca la mayor presencia de aire en el HAC estudiado, probablemente causada por la mayor dosis de superplastificante requerida, consecuencia de la mayor superficie específica.

En estado endurecido, los hormigones confeccionados presentan las características mecánicas y reológicas que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Otras propiedades de los HACs endurecidos

<i>Propiedad</i>	<i>REC</i>	<i>REF</i>	<i>Observaciones</i>
Resistencia a compresión (MPa)			
A 7 días	33,11	37,48	
A 28 días	39,43	45,01	
Resistencia a tracción (MPa)	2,9	2,9	
Módulo de elasticidad (GPa)			
Inicial	31,09	37,70	
Estabilizado	40,89	46,65	
Coefficiente de Poisson	0,24	-	
Fluencia específica ($\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$)	130	60	A 195 días (53, según EHE-08)
Retracción por secado ($\mu\text{m}/\text{m}$)	306,2		A 30 días

El valor de la resistencia a tracción es prácticamente el mismo que podría estimarse por la EHE-08 para un hormigón convencional con una resistencia a compresión de 39,43 MPa.

El módulo de elasticidad arroja unos resultados ligeramente inferiores a los que les corresponderían en el caso de un hormigón convencional (34,72 GPa), como era previsible, por el mayor contenido de pasta de cemento que tiene el HAC. El coeficiente de Poisson determinado ha sido ligeramente superior al establecido de 0,20 por la normativa española probablemente debido a la mayor deformabilidad que presenta este aglomerado.

Destacan los altos valores de fluencia que presenta este hormigón (Fig. 4), muy superiores a los estimados utilizando la formulación del articulado de la EHE-08, y también superiores a los obtenidos en el hormigón de referencia, lo que evidencia la importancia de determinarla

mediante los ensayos específicos de laboratorio para evitar patologías de relevancia como las que aparecieron en el puente de Veudre de Eugene Freyssinet [9].

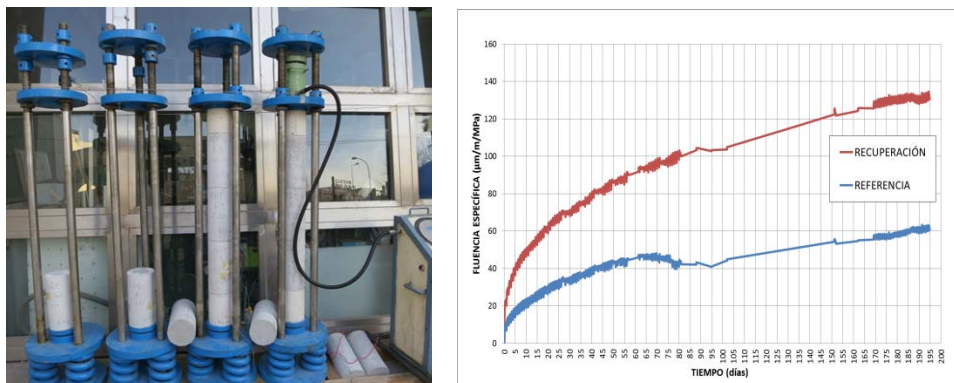


Figura 4. Dispositivo para la determinación de la fluencia (izq.) y evolución de la misma (dcha.)

Sobre este parámetro no existe unanimidad en cuanto a los valores que debería presentar el hormigón autocompactante respecto al convencional. Fernández et al. [10] indican, de 52 tipos de hormigones autocompactantes, un valor medio de fluencia específica de 57 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$ y de 14 hormigones convencionales un valor de 85 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$, contrario a lo señalado en algunas investigaciones y documentos [11, 12, 13, 14] en las que se afirma que la fluencia en el caso del hormigón autocompactante es mayor que el convencional. Parapinski et al. [15], obtuvieron para una edad de 100 días valores entre 80 y 110 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$ de fluencia específica, más cercanos a los obtenidos en el presente trabajo.

La retracción por secado a la edad de 30 días ha resultado ser análoga a la que estima la normativa para hormigones convencionales, como consecuencia de que se contrarrestan dos efectos significativos de este tipo de aglomerados: la mayor cantidad de pasta que aumentaría la deformabilidad, y el mayor refinamiento de la estructuras de poros, que dificultaría el secado.

4.- CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en el presente estudio se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se confirma que es posible conseguir un hormigón autocompactante con este filler de recuperación, si bien se requiere una mayor cantidad de superplastificante y ocluye una proporción de aire superior.

- Las resistencias a compresión y a tracción son coherente con la dosificación empleada en la fabricación del hormigón y plenamente satisfactorias para su empleo estructural.
- El hormigón elaborado con filler de recuperación, tal y como era previsible para un HAC por su mayor cantidad de pasta, ha presentado un módulo de elasticidad inicial solo un 10% inferior al que se obtiene a través del cálculo que propone la EHE-08.
- La fluencia del HAC de estudio ha sido superior a la que le correspondería según la formulación de la normativa española para los hormigones convencionales, aunque comparable con los valores obtenidos por otros autores.
- La retracción por secado ha resultado ser análoga a la que estima la normativa para hormigones convencionales.

Por todo ello, el filler de recuperación puede considerarse un material adecuado para alcanzar las propiedades de autocompactabilidad del hormigón, permitiendo la consecución de unas propiedades mecánicas acordes a su dosificación y perfectamente satisfactorias con fines estructurales; su empleo supondría una importante contribución a la sostenibilidad.

REFERENCIAS

- [1] Asociación Nacional Española de Fabricantes de Hormigón Preparado, AHEFHOP; Datos estadísticos del sector 3º Trimestre, año 2016
- [2] C. Meyer; “The greening of de concrete industry”. Dept. of Civil Engineering, Columbia University, New York, NY 10027, SA. 2008
- [3] Cuenca, J; Rodríguez, J; Martín-Morales, Sánchez-Roldan, Z; Zamorano, M. Effects of olive residue biomass fly ash as filler in self compacting concrete. *Construction and Building Materials*. 40 (2013) 702-709
- [4] Ghernouti, B; Rabehi, T; Bouziani, H; Ghezraoui, A; Makhloufi. Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing plastic bag waste fibers. *Construction and Building Materials*. 82 (2015) 89-100
- [5] Marín, J; Rodríguez, J; Moreno, F; Piqueras, J.L; Rubio, M.C. Feasibility analysis of reuse of waste filler of bituminous mixtures for the production of self-compacting concrete. *Material and Design*, 46 (2012) 372-380
- [6] Romero, A; Ramos, C; Jiménez, J; de Brito, J; Mechanical behavior of self-compacting concrete made with recovery filler from hot-mix asphalt plants. *Construction and Building Materials*, 131 (2017) 114-128

- [7] EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural. R.D. 1247/2008. España. 2008
- [8] Okamura, H; Ouchi, M; Self-Compacting Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, 1, N° 1 (2003) 5-15
- [9] Fernández, J; Eugène Freyssinet. Editorial Xarait. 1978
- [10] Fernández, J; Agranati, G; Evaluación de las deformaciones por fluencia en los hormigones autocompactantes. IV Congreso de Asociación científico-técnica del hormigón estructural (ACHE). Valencia. 2008
- [11] Viera, M; Bettencourt, A. Deformability of Hardened SCC. RILEM Proceedings PRO 33 (2003) 606-618
- [12] Assie, S; Escadeillas, G; Marchese, G. Durability of self-compacting concrete. RILEM Proceedings PRO 33 (2003) 655-662
- [13] Leemann, A; Hoffmann, C. Properties of self-compacting and conventional concrete-differences and similarities. Mag. of Concrete Research, 57, N° 3 (2005) 315-319
- [14] ACI 237R-07. American Concrete Institute Committee 237, Self-Consolidating Concrete, 2007
- [15] Parapinski, A; Aguado de Casa, A; Agullo, L; Caracterización de las propiedades del hormigón autocompactante asociadas al esqueleto granular. Tesis doctoral. Universidad de Cataluña. Junio 2010

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Hormigón de alta conductividad térmica POWERCRETE®

Déborah Cruz Ramos ⁽¹⁾, Antonia Navarro Valls ⁽²⁾ y Encarnación Vargas Serrano ⁽³⁾

(1) Directora de Calidad y Soporte Técnico de Materiales Hanson – HeidelbergCement

(2) Responsable Técnico de Materiales Hanson – HeidelbergCement

(3) Senior Scientist HTC – Global R&D – HeidelbergCement

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5380>

RESUMEN

HeidelbergCement ha desarrollado dos nuevos materiales que optimizan el uso de los cables soterrados y abren nuevas posibilidades en la tecnología de cables: uno de ellos es CableCem un material fluido de base cementicia y baja resistencia, que presenta propiedades de flujo similares a las suspensiones de bentonita, pero con mayor estabilidad y rentabilidad a largo plazo. El otro, es Powercrete, un hormigón especial con una alta conductividad térmica, hasta 6 W/(m.K), para el relleno de zanjas de cables, lo que posibilita alternativas novedosas en la transmisión de energía, que van desde el cambio de la configuración de los cables en la zanja hasta la sustitución del cable de cobre por el cable de aluminio.

En este artículo se describen las características de este hormigón de alta conductividad térmica, se exponen sus posibilidades de uso y la influencia que puede suponer su utilización en la eficiencia económica de los sistemas de cable.

Para mostrar la viabilidad del Powercrete, hablaremos de algunas de las aplicaciones “in situ” llevadas a cabo en Europa y al objeto de transmitir un mejor conocimiento de este hormigón especial, revisaremos con mayor detalle dos de los proyectos más recientes:

- el proyecto K-ER34-IDDTs, consistente en la monitorización de la temperatura en instalaciones en cable aislado construido por REE en el Nudo Viario –Zal (Barcelona), en el que se ejecutaba una instalación de cable de unos 10Km, y en la que se empleó Powercrete como material de relleno,
- y el proyecto Rheindüker en Colonia, una obra para el suministro de energía desde una nueva central de ciclo combinado Niehl 3 a zonas residenciales, en donde se ejecutó un túnel bajo el Rin y en la que se utilizó Powercrete en el relleno del mismo.

PALABRAS CLAVE: Hormigón especial de relleno; Alta conductividad térmica; Cables de transporte de energía; Powercrete; CableCem.

1.- INTRODUCCIÓN

La red de transporte de energía eléctrica consta principalmente de líneas eléctricas aéreas de alta y muy alta tensión, quedando relegado el uso de los cables subterráneos a las grandes áreas urbanas o industriales, por razones de escasez de espacio, constructivas y de menores voltajes en la red.

Las líneas aéreas fuera de las áreas urbanas son cada vez más criticadas por la población y por los residentes, surgiendo iniciativas ciudadanas que demandan un cableado subterráneo completo o en parte. Esta presión está llevando a las compañías de transporte de energía a utilizar con mayor profusión el cableado subterráneo en el entorno de las áreas urbanas.

Los cables subterráneos son también tradicionalmente empleados en conexiones submarinas, a las que se han venido a sumar las de los parques eólicos marinos y off-shore, potenciados por la creciente demanda de energías renovables.

Es un hecho que los costos de inversión en cables subterráneos en comparación con los de las líneas aéreas son mayores, lo que puede justificarse por las menores pérdidas eléctricas, por su menor impacto ambiental y de degradación del paisaje e incluso por los gastos que suponen los retrasos en la ampliación de la red a causa de los prolongados procedimientos de aprobación de las líneas aéreas. Este mayor costo unido al incremento de los precios ha impulsado la investigación y los esfuerzos por optimizar el soterramiento de cables en términos técnicos y económicos.

En la potencia de los sistemas de cableado influyen el diámetro del cable, su geometría, el método de soterramiento y especialmente el suelo de relleno circundante y sus propiedades termo-conductoras. Así un material de relleno de alta resistencia térmica puede favorecer la aparición de daños térmicos en el cable, mientras que un lecho térmicamente muy conductor permitirá derivar el calor resultante fuera de la zanja, lo que supondrá mejoras en la potencia.

El flujo de corriente en el cable conductor crea calor, que pasa a través de su aislamiento al suelo circundante. La temperatura máxima admisible en funcionamiento para los cables enterrados suele estar entre 70 y 90°C, lo que evita un envejecimiento acelerado del material aislante y un daño temprano del cable. La temperatura de funcionamiento habitual es bastante inferior, alcanzándose valores entre 30 y 50°C sólo en las horas punta. Para evitar cualquier acumulación de calor y una sobrecarga, es necesario que el calor se disipe rápidamente.

La temperatura del cable y del suelo que lo rodea depende de la potencia transmitida, de la disposición de los cables, del número de sistemas adicionales, de la conductividad térmica del aislamiento, de la temperatura en la superficie del suelo y en particular de la conductividad térmica del material de relleno (Fig. 1). En consecuencia, es conveniente y necesario que el material de relleno absorba y derive el calor generado tan pronto como sea posible, y cuanto mayor sea su conductividad térmica, más rápida será la disipación del calor [1] [2].

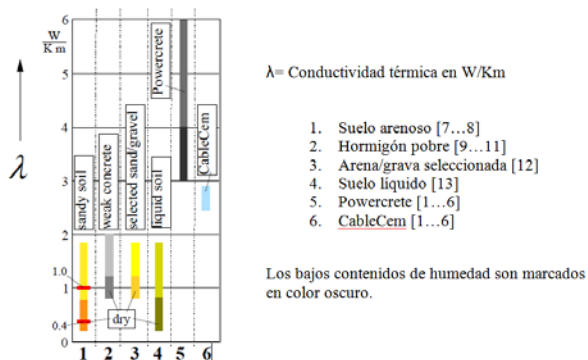


Figura 1. Conductividad térmica de diferentes materiales de relleno de zanjas de cables eléctricos soterrados [1] [2]

Los suelos normales, así como las arenas de relleno, tienden a secarse parcialmente cuando se superan temperaturas críticas, por la difusión del vapor de agua y la disminución de la tensión de succión capilar (Fig. 1 marcas en colores oscuros), y esto produce una fuerte disminución de su conductividad térmica. Para permitir mayores valores de corriente en los cables de alimentación, se trata de evitar el secado parcial de la zanja de cable y se utilizan materiales térmicos más estables, tales como hormigones pobres o mezclas seleccionadas de arena y grava. Las conductividades térmicas de estos materiales mantienen valores de aproximadamente de 0,8 a 1,2 W/(m.K), incluso en estado seco. También puede usarse el denominado suelo líquido, aunque debe limitarse a bajas temperaturas ya que con altas tiende a secarse.

Como solución global a este problema, HeidelbergCement ha desarrollado dos nuevos productos, de base cementicia, con excelentes prestaciones térmicas para su uso en rellenos:

- La suspensión CableCem, que presenta una conductividad térmica de aproximadamente 2,5 W/(m.K), que endurece y se comporta mejor que las suspensiones de bentonita utilizadas actualmente para el relleno de los espacios anulares de las tuberías
- y el hormigón Powercrete, un hormigón especial con conductividad térmica de hasta 6,0 W/(m.K), valor muy superior al que presentan otros materiales de relleno.

2.- POWERCRETE características de un hormigón de alta conductividad térmica

Las propiedades técnicas del material como consistencia o tamaño máximo de partícula son ajustables a demanda. Su resistencia suele ser inferior a 20 Mpa, valor más que suficiente al tratarse de un hormigón de relleno.

Hormigón de alta conductividad térmica POWERCRETE®

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

El hormigón Powercrete es más viscoso que un hormigón convencional, por lo que se aconseja el uso de una consistencia fluida, lo que facilitará su colocación y constituirá un lecho óptimo para los cables o sus tubos respectivamente.

Su fabricación, puesta en obra, manipulación, hormigonado, compactación y curado es similar a las de un hormigón convencional.



Figura 2. Hormigonado con 12 cables entubados.

En cuanto a la conductividad térmica, puede determinarse sobre muestras secas o húmedas, y al no existir un procedimiento europeo estandarizado, es aconsejable acordar previamente al suministro el sistema adecuado al país y a la obra a realizar.

Se puede disponer de una mezcla de hormigón seca y lista para emplear en obra, el Powercrete Premix, o bien fabricar un hormigón fresco Powercrete en una planta de hormigón que lo suministre en camiones hormigonera a la zanja. En este último caso se ofertan tres clases diferentes, de manera que el usuario pueda elegir la conductividad térmica más adecuada a sus necesidades.

Tabla 1. Tipos y clases de hormigón Powercrete

Característica	Powercrete Premix	Powercrete en RMX		
		Low	Medium	High
$\lambda_{wet} [W/(m.K)]$	$\geq 4,0$	$\geq 3,0$	$\geq 3,4$	$\geq 4,5$
$\lambda_{dry} [W/(m.K)]$	$\approx 3,0$	$\approx 2,6$	$\approx 3,0$	$\approx 4,0$

3.- POWERCRETE posibilidades de uso y repercusión en la eficiencia económica

El hormigón Powercrete de HeidelbergCement es un hormigón conductor de calor, diseñado para ayudar a disipar el mismo, pero con la misma facilidad de colocación que el hormigón normal. Su alta conductividad térmica permite su uso como lecho y material de relleno para cableado subterráneo de alta y muy alta tensión, ayudando a minimizar la pérdida de transmisión. En consecuencia su uso permitirá mejorar la eficiencia económica, en mayor o menor medida, cuando sea necesaria alguna de las condiciones que a continuación se mencionan.

- Mejorar la disipación de calor para cables de alta y muy alta tensión, tanto en condiciones secas como húmedas
- Una alta conducción de calor después del secado
- Reducir la intensidad del campo magnético para la corriente alterna
- Aumentar la capacidad de carga de los cables
- Reducir la sección transversal del conductor
- Cambiar los conductores de cobre por conductores de aluminio
- Mitigar los "puntos calientes"
- Reducir la distancia entre cables y el ancho de zanja

Las figuras 3 y 4 refieren ejemplos expuestos por el profesor Brakelmann en la conferencia internacional JiCable celebrada en Versalles en 2011.

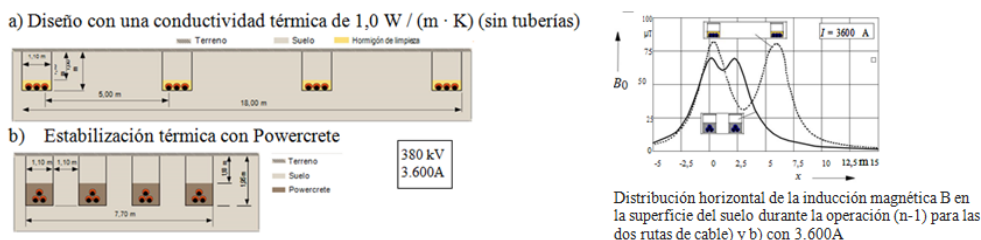


Figura 3. Alternativas de diseño con Powercrete, cambio de diseño de zanja [3] [4]

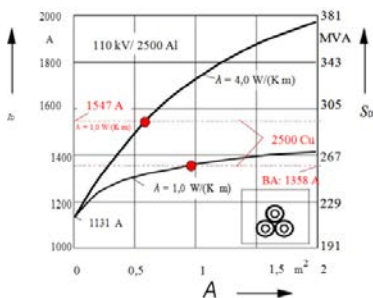


Figura 4. Corriente continua de un sistema de cables 110-kV-XLPE con cables de aluminio $3 * 1 * 2500 \text{ mm}^2$, en función de la sección transversal y la conductividad térmica λ [3]

4.- POWERCRETE aplicaciones “in situ” llevadas a cabo en Europa

Numerosos proyectos como por ejemplo Hornsea Project One y Glendoe en United Kingdom, South Line Project, Göttinger, Osterath, Bereich o Nürberg en Alemania han utilizado satisfactoriamente la solución global POWERCRETE® desarrollada por HeidelbergCement. A continuación comentaremos dos de ellos, uno realizado en España empleando materias primas locales y otro en Alemania, en el que el hormigón Powercrete fue bombeado a través de un túnel bajo el Rin.

4.1.- El proyecto K-ER34-IDDTS, consistente en la monitorización de la temperatura en instalaciones en cable aislado construido por REE en el Nudo Viario –Zal (Barcelona)

Red Eléctrica Española llevó a cabo un proyecto de línea subterránea de transporte de energía eléctrica a 220kV, simple circuito, entre las subestaciones de ZAL y Nudo viario. Como parte de su línea de I+D+i promovió la utilización del hormigón Powercrete en un pequeño tramo, a fin de comprobar la viabilidad de uso de este producto con materiales locales, su adaptación a las condiciones exigidas por REE a los hormigones de relleno de zanjas y la confirmación de sus características mediante ensayos in situ.

Se solicitó un volumen de 77 m³ de hormigón Powercrete Medium, de consistencia blanda, con árido de 20 mm y resistencia 20Mpa, que fue suministrado por Hanson Hispania, desde su instalación en Zona Franca a un tramo de obra situado en la calle Muntades.

La obra se realizó con vertido directo. Debido a la configuración del prisma de cables utilizados por REE el vibrado entre los mismos era materialmente imposible, por lo que para finalmente se optó por una consistencia fluida.



Figura 5. Sección de zanja y detalles del vertido del hormigón Powercrete

El Powercrete Compound fue suministrado en silos por HeidelbergCement AG desde Ennigerloh. El resto de materiales procedían del área de Barcelona.

Tabla 2. Resultados obtenidos en obra para el hormigón Powercrete

Característica	H-Powercrete	H- convencional
Consistencia(mm)	12	9
Densidad (kg/dm3)	2,25	2,32
Resistencia 28 (MPa)	21	31
λ_{wet} [W/(m.K)]	3,44	1,93
λ_{dry} * [W/(m.K)]	3,33	1,81
Penetración al agua* Zm(mm)	30	41
Penetración al agua* Tm(mm)	17	26

* Valor después de 7 días de secado en estufa a 50°C

Los resultados obtenidos en obra confirmaron que es posible fabricar hormigón Powercrete con materiales e instalaciones locales y reproducir en obra los resultados de los ensayos previos de laboratorio; que el hormigón es robusto, sin disgregación ni segregación; que por su alta viscosidad es conveniente el empleo de consistencias fluidas, especialmente para el relleno sin vibrado de espacios entre tubos, en dónde además es aconsejable el uso de un tamaño máximo no superior a 12 mm.

4.2.- El proyecto Rheindüker en Colonia, una obra para el suministro de energía desde una nueva central de ciclo combinado Niehl 3 a zonas residenciales

Colonia Niehl 3 es una planta de cogeneración de electricidad y calor alimentada por gas natural (CHP), adyacente a la planta 2 de potencia Köln-Niehl existente en el puerto Niehl, Colonia, Alemania. Puede generar 453MW de electricidad, suficiente para satisfacer las necesidades de hasta un millón de hogares, y aproximadamente 265MW de calor térmico, suficiente para abastecer unas 30.000 viviendas. Situada en Colonia, en la orilla izquierda del Rin, abastece desde 2016 a la zona urbana de la orilla derecha, por lo que tanto la electricidad como la calefacción deben ser transportadas al otro lado del río. De esta forma se cerró el anillo de suministro a la ciudad reduciendo el riesgo de fallos en la red.



Figura 6. Desde mediados de 2016, la nueva galería suministra el distrito del Ruhr con el calor generado a partir de la nueva central eléctrica Niehl

Foto: HeidelbergCement AG / Steffen Fuchs

El proyecto de RheinEnergie, consistió en la instalación de seis líneas de 110 kilovoltios y dos líneas de calefacción urbana, conectando Rhiel con Mülheim, bajo el río Rhin. Para ello la constructora Sonntag perforó un túnel de 650 metros de distancia y de ocho a doce metros de profundidad bajo el agua.

Para la perforación se empleó la tuneladora "Marion", con una cabeza de perforación de 3,4 metros de diámetro y un peso de alrededor de 100 toneladas. En unas siete semanas, la máquina atravesó bloques de roca en su camino a través del lecho del río, utilizándose unos 450 camiones para limpiar el material extraído por "Marion". La galería se ejecutó en una curva vertical, con una pendiente en el tramo inicial del siete por ciento y de aproximadamente el cuatro por ciento en la mitad.

Hormigón de alta conductividad térmica POWERCRETE®

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

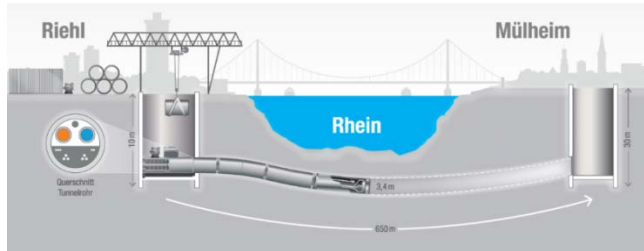


Figura 7. Esquema de los trabajos. Fuente: <http://blog.rheinenergie.com/index.php/detailseite-reingeblickt/durchbruch-geglueckt-tunnelbohrer-marion-erreicht-muelheim.html>



Figura 8. Entrada a la boca del túnel con muro de contención Foto: HeidelbergCement AG / Steffen Fuchs

La boca del túnel se situó a unos 24 metros de profundidad, en una zona preparada con muros de contención. En el túnel se hincaron 161 tubos prefabricados de hormigón armado. Cada pieza medía 3,4 metros de diámetro, cuatro metros de largo y 30 centímetros de espesor, y pesaba 30 toneladas. En su interior se dispusieron dos tubos de calefacción urbana, una línea de gas, las camisas de los seis cables de 110 kilovoltios y varios cables de fibra óptica.

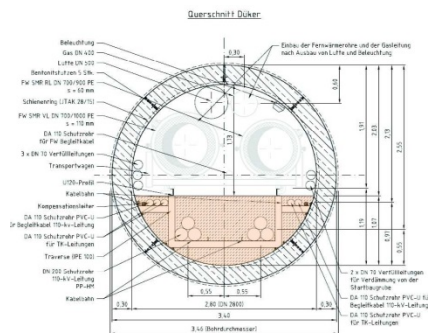


Figura 9. Sección de la galería

Para facilitar la disipación del calor, reducir la temperatura del conductor de manera eficiente y mejorar su rendimiento, se prescribió el hormigonado de la sección inferior del túnel con 1.300 metros cúbicos de hormigón Powercrete, el hormigón de alta conductividad térmica de HeidelbergCement.



Figura 10. Las cavidades en el túnel se llenaron de 1.300 metros cúbicos de Powercrete. Foto: HeidelbergCement AG / Steffen Fuchs

El hormigón Powercrete fue fabricado en la planta de Niehl por Heidelberg Beton GmbH, siendo obligado pasar por el puente de Mülheim Rhin, que tiene un límite de peso máximo de 30 toneladas, lo que supuso reducir el volumen transportado en cada cuba, desde los 7,5 m³ habituales a 6 m³. El ritmo de trabajo logrado fue de 100 a 150 m³ al día. El bombeo fue realizado por Heidelberg Betonpumpen GmbH, con dos bombas de hormigón montadas en camiones móviles 36 m Waitzinger y 24 m Putzmeister, con 450 m longitud de la tubería estacionaria y 250 m de manga flexible. La presión de descarga al comenzar a bombear fue de unos 320 bares. El hormigonado se llevó a cabo con cuatro empleados trabajando en cada lado desde la boca del túnel, en un sistema de dos turnos, y en dos capas.

A la dificultad en el tendido de la tubería de bombeo se sumó la escasa altura disponible en el interior del túnel para los trabajos de vibrado de tan solo 1.73 m en la clave.

Las características del hormigón fueron consistencia F5, tamaño máximo de 16 mm, y conductividad térmica en húmedo mínima de 3 W/(m.K). La consistencia a la salida de la planta fue de 580 mm (T0), antes de comenzar el bombeo en la obra fue de unos 550m (T50) y a la salida de 110 m de tubería de acero y 170 m de tubería de plástico, fue de 470 mm. La resistencia a compresión fue de 20Mpa, la densidad de 2,1 Kg/dm³ y la conductividad fue superior a los 3 W/(m.K) solicitados.

Hormigón de alta conductividad térmica POWERCRETE®

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales



Figuras 11 y 12. El hormigón fue bombeado a más de 24m en vertical y con longitudes de bombeo en horizontal de hasta 650m. La altura disponible para trabajar en el túnel era de 1.13 m. Fotos: HeidelbergCement AG / Steffen Fuchs / E. Vargas

5.- CONCLUSIONES

El hormigón Powercrete de HeidelbergCement, un hormigón patentado de alta conductividad térmica, diseñado para ser utilizado como lecho y material de relleno para cables subterráneos de alta y muy alta tensión, es un hormigón robusto que se coloca en obra con la misma facilidad que un hormigón convencional.

REFERENCIAS

- [1] Rasmus, J.; Brakelmann, H. et al.: Naturschutzfachliche Analyse küstennaher Stromleitungen. Final report, FuE-projekt FKZ 806 82 070. Kiel, Duisburg, Langenhorn 2009.
- [2] Hofmann, L.; Oswald, R.: Vergleich Erdkabel - Freileitung im 110kV Hochspannungsbereich (expertise). Leibniz Universität Hannover 2010.
- [3] Heinrich Brakelmann, Jörg Stammen University Duisburg-Essen, Duisburg (Germany), Jörg Dietrich, HeidelbergCement Baustoffe für Geotechnik, Ennigerloh (Germany), Raymund Böing, HeidelbergCement AG, Entwicklung und Anwendung, Leimen (Germany) "A new backfill material with an extremely high thermal conductivity Jicable, Versailles, June 2011, paper no. 0060
- [4] entso-e Europacable, Feasibility and technical aspects of partial undergrounding of extra high voltage power transmission lines, joint paper, Brüssel, 2010.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Estudio comparativo de la orientación del refuerzo en losas de hormigón autocompactante reforzado con fibras poliméricas y de acero

A. Conforti ⁽¹⁾, G. Plizzari ⁽¹⁾ y R. Zerbino ⁽²⁾

⁽¹⁾ Department of Civil, Environmental, Architectural Engineering and Mathematics, University of Brescia, Via Branze 43, Italia.

⁽²⁾ Facultad de Ingeniería, UNLP - LEMIT, La Plata, Argentina.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5496>

RESUMEN

Entre los factores que afectan la orientación de las fibras en el hormigón autocompactante se destacan el efecto pared y la velocidad de flujo. Como consecuencia, se puede producir una respuesta anisotrópica en los elementos estructurales que depende de la forma de vertido y de la geometría de los mismos. Este trabajo analiza la orientación de las fibras y sus efectos sobre las propiedades mecánicas en losas rectangulares de 1800 mm de largo, 925 mm de ancho y 100 mm de altura moldeadas con hormigones autocompactantes reforzados con diferentes fibras de acero y macrofibras poliméricas, todos elaborados a partir de un mismo hormigón de base. De cada losa se aserraron 18 prismas de 550 mm de largo en direcciones normal y perpendicular a la dirección de vertido; luego se ensayaron a flexión siguiendo la norma EN 14651 y finalmente se realizó un conteo de la densidad de fibras en las superficies de fractura. Como referencia también se realizaron ensayos similares sobre probetas prismáticas de 150 x 100 x 600 mm y ensayos de compresión sobre cubos. Los resultados muestran el efecto del tipo de fibra y el grado de variabilidad que puede ocurrir en este tipo de elementos estructurales.

PALABRAS CLAVE: Hormigón autocompactante reforzado con fibras; fibras de acero; macrofibras sintéticas; orientación.

1.- INTRODUCCIÓN

En la actualidad se reconoce que la orientación de las fibras es una variable que no puede desconocerse cuando se utilizan Hormigones Reforzados con Fibras (HRF) ya que modifica las propiedades residuales. El *fib* Model Code 2010 propone para el diseño estructural de elementos de HRF el uso de un factor que considere esta variable [1]. Muchos trabajos han estudiado este tema demostrando que si bien las fibras se orientan en planos horizontales al igual que ocurre en HRF vibrado convencional, la velocidad de flujo y el efecto pared pueden dar lugar a grandes cambios en la orientación del refuerzo cuando se emplean hormigones autocompactantes [2-4]. Esto ocurre en especial cuando se fabrican elementos

delgados [5]. Se ha encontrado que el punto de vertido puede afectar las propiedades residuales [6-8] y se observaron diferencias entre fibras de acero y macrofibras sintéticas, que pueden justificarse por cambios en la geometría y rigidez de las fibras [9-10].

Este trabajo analiza la orientación de las fibras y sus efectos sobre las propiedades mecánicas en losas rectangulares de 100 mm de altura moldeadas con hormigones autocompactantes que incorporan diferentes fibras de acero y macrofibras poliméricas.

2.- EXPERIENCIAS

2.1.- Materiales y mezclas

Se elaboraron cuatro hormigones incorporando diferentes fibras a un mismo hormigón de base y en un mismo contenido (0,5 % en volumen): dos fibras de acero con ganchos en los extremos (a1 y a2) y dos macrofibras sintéticas (p1 de superficie conformada, y p2 ondulada). La Tabla 1 indica las características de las fibras y la Tabla 2 las proporciones de los materiales componentes y los resultados del ensayo de escurrimiento, diámetro (D_f) y tiempo de flujo (t_{50}). Los hormigones se identifican según la fibra empleada.

Tabla 1. Fibras empleadas.

Fibras	a1	a2	p1	p2
Material	acero	acero	polipropileno	polipropileno
Largo l [mm]	50	33	54	40
Diámetro Ø [mm]	0,80	0,60	0,81	0,75
Aspecto geométrico l/Ø	63	55	67	53
Resistencia a tracción [MPa]	> 1100	> 1100	> 552	> 450
Módulo elástico [GPa]	210	210	6	3,6
Densidad relativa [g/cm ³]	7,85	7,85	0,91	0,91

Tabla 2. Proporciones y propiedades en estado fresco de los hormigones elaborados.

Hormigón	A1	A2	P1	P2
Fibras	a1	a2	p1	p2
Contenido de fibras [kg/m ³]	40	40	4,6	4,6
Cemento CEM II/A-LL 42.5R [kg/m ³]	400			
Filler calcáreo [kg/m ³]	200			
Arena 0-4 mm [kg/m ³]	860			
Agregado grueso 4-12 mm [kg/m ³]	725			
Relación agua/cemento	0,44			
Superfluidificante (% peso de cemento)	1,1%			
D_f [mm] / t_{50} [s]	720 / 2,9	680 / 3,2	700 / 4,6	740 / 3,0

2.2.- Detalles metodológicos

Con cada hormigón autocompactante se fabricaron una losa de 925 x 1800 x 100 mm para evaluar efectos de orientación de las fibras, junto con tres prismas de 150 x 600 x 100 mm como muestras de referencia (RS) para evaluar la resistencia y capacidad residual en flexión siguiendo la norma EN14651 [11] y cuatro cubos de 150 mm de arista para evaluar la resistencia a compresión. El hormigón fue vertido en el extremo de menor dimensión de las losas (Fig. 1) para provocar el flujo a lo largo de toda su longitud (1800 mm) mientras que los prismas de referencia fueron llenados en la zona central (conforme establece la norma EN14651).

Luego del moldeo las losas y las probetas fueron protegidas para evitar la pérdida de humedad, desmoldadas a las 24 horas y mantenidas durante dos semanas bajo curado húmedo. A partir de entonces permanecieron al aire libre (humedad relativa $70 \pm 10\%$, temperatura 15 ± 10 °C) hasta la edad de tres meses. Entonces se aserraron de cada losa prismas de 100 x 150 x 550 mm en direcciones ortogonal (O) y paralela (P) con respecto a la dirección de flujo (Fig. 1); estos prismas se identifican como O o P y se numeran en forma progresiva. Estos prismas fueron entallados y ensayados a flexión siguiendo el mismo procedimiento que las probetas de referencia y luego del ensayo se realizó el recuento del número de fibras en ambas mitades a fin de determinar la densidad de fibras. En forma simultánea a los ensayos de flexión se ensayaron los cubos a compresión.

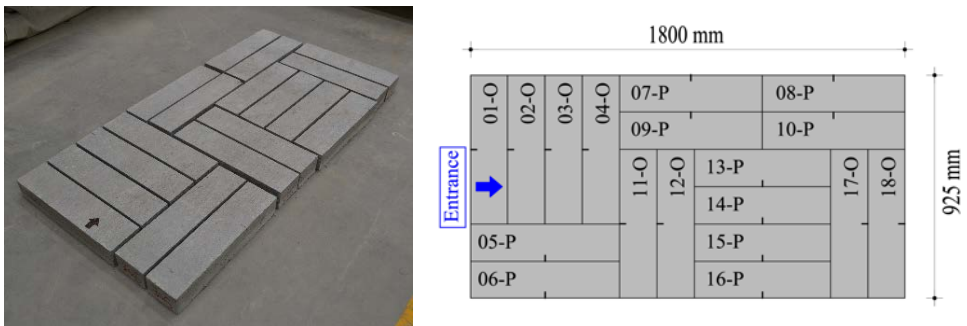


Figura 1. Vista e identificación de los prismas aserrados de las losas.

3.- RESULTADOS

3.1.- Propiedades mecánicas

La Tabla 3 presenta los valores promedio de las propiedades mecánicas determinadas sobre probetas, la resistencia a compresión sobre los cubos (f_c), y la resistencia de primera fisura ($f_{L,m,RS}$) y las propiedades residuales $f_{R,1m,RS}$ y $f_{R,3m,RS}$ obtenidas a partir de las curvas tensión vs. apertura de la boca de fisura (CMOD) en los ensayos de flexión, y finalmente, la clase resistente del HRF calculadas a partir de los valores medios conforme el *fib* Model Code 2010 [1]. Se observa buena homogeneidad en la resistencia a compresión de las diferentes mezclas que resulta del orden de 67 MPa.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de las mezclas sobre cubos y prismas de referencia (RS).

Mezcla	f_c [MPa]	$f_{L,m,RS}$ [MPa]	$f_{R,1m,RS}$ [MPa]	$f_{R,3m,RS}$ [MPa]	Clase de HRF
A1	67.8 (0.06)	5.55 (0.04)	6.25 (0.19)	6.03 (0.20)	6c
A2	68.5 (0.04)	6.07 (0.01)	4.95 (0.15)	4.13 (0.15)	4b
P1	65.8 (0.03)	5.46 (0.07)	1.91 (0.14)	2.87 (0.23)	1.5e
P2	66.1 (0.03)	5.25 (0.03)	1.36 (0.08)	2.04 (0.08)	1e

Como era previsible, ya que todas las mezclas fueron elaboradas a partir del mismo hormigón de base, no hay grandes diferencias en la resistencia de primera fisura (límite de proporcionalidad) que resulta en promedio 5.6 MPa. Conforme el tipo de fibra existen diferencias en la clase de HRF establecida a partir de las resistencias residuales determinadas en los ensayos de flexión; se aprecia que los CV crecen el caso de las tensiones residuales como es habitual en HRF.

La Fig. 2 muestra las curvas tensión vs. CMOD obtenidas a partir de los ensayos de flexión de los prismas aserrados de cada una de las losas, se indican a la derecha la respuesta de los prismas aserrados en dirección paralela al llenado (P) y a la izquierda las curvas correspondientes a aquellos aserrados en dirección ortogonal (O), asimismo y como referencia se representan en todos los casos las curvas promedio obtenidas en los ensayos realizados sobre los prismas de referencia (RS). Si se analizan los hormigones A1 y A2 se aprecian claras diferencias en la capacidad residual entre las probetas aserradas en direcciones paralela y normal a la dirección de flujo, siendo claramente superior en el caso de las primeras lo que pone en evidencia una mayor orientación de las fibras. Mayores diferencias se manifiestan cuando se incorporaron las fibras al, de mayor longitud. Lo propio ocurre en el caso de los hormigones P1 y P2 aunque en menor medida. Al comparar con la respuesta que resulta del ensayo de los prismas que habitualmente se emplean para caracterizar al hormigón con fibras (RS) surge como regla general que las propiedades residuales son en promedio similares o ligeramente mayores en el caso de las probetas aserradas en dirección del flujo pero resultan marcadamente menores en la dirección ortogonal a la de flujo.

Para cuantificar estos efectos en la Tabla 4 se comparan los valores promedio de la tensión residual $f_{R,3}$ de todas las probetas de cada losa en una dada dirección. Se observa que las mayores dispersiones corresponden a los prismas aserrados en dirección ortogonal y que en dicha dirección las tensiones residuales pueden disminuir casi al 50 % de las obtenidas en ensayos normalizados.

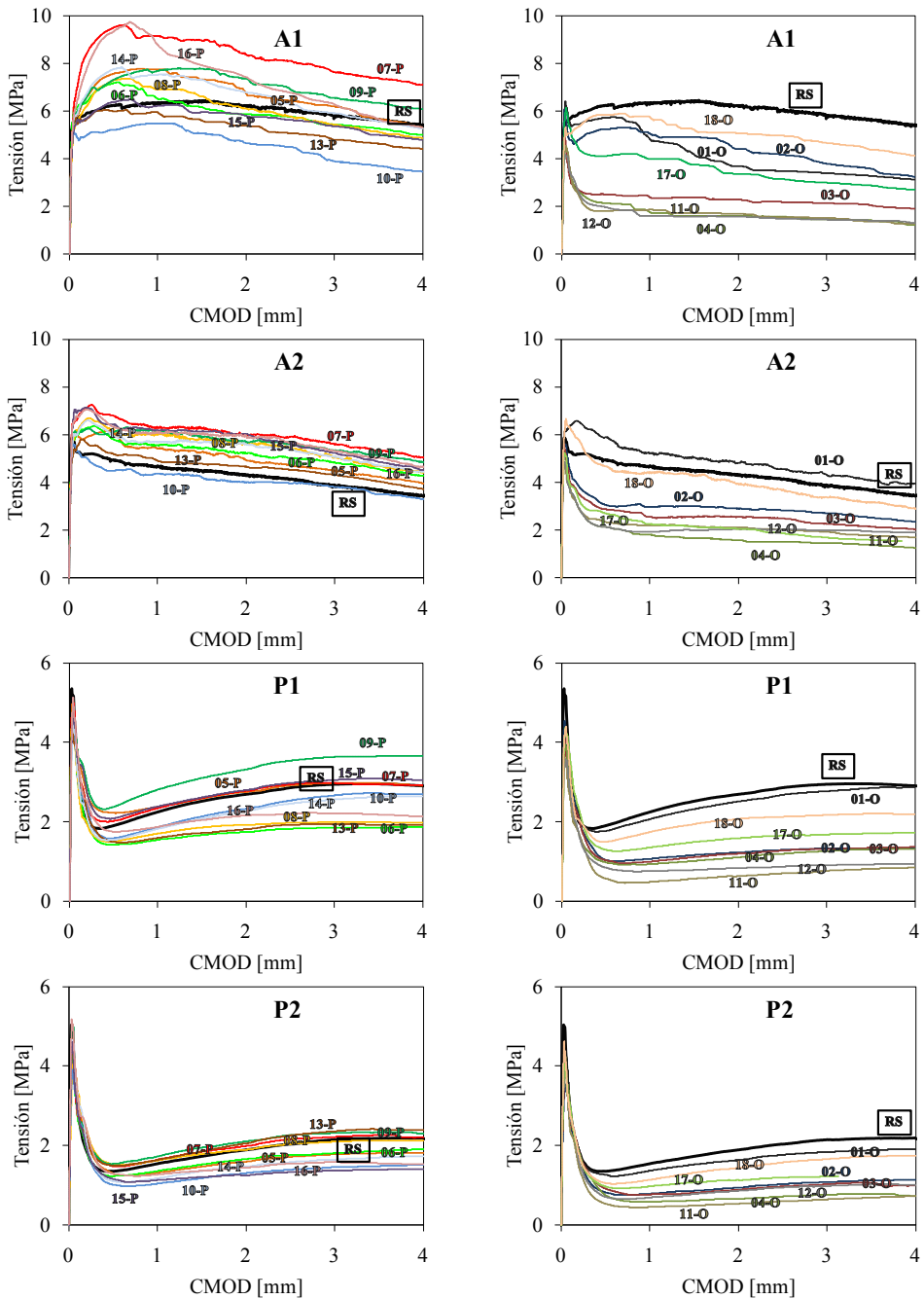


Figura 2. Curvas tensión vs. CMOD sobre prismas aserrados en dirección paralela (izquierda) y ortogonal (derecha) con respecto a la dirección de flujo.

Tabla 4. Comparación entre los valores promedio de la resistencia residual $f_{R,3}$ de las muestras aserradas de las losas y los valores obtenidos en ensayos normalizados (RS).

Prismas	$f_{R,3}$ [MPa]			
	A1	A2	P1	P2
R	6,03 (0,20)	4,13 (0,15)	2,87 (0,23)	2,04 (0,08)
O	2,81 (0,47)	2,76 (0,36)	1,48 (0,44)	1,11 (0,36)
P	6,08 (0,16)	4,94 (0,16)	2,54 (0,22)	1,81 (0,19)
Promedio (O, P)	4,62 (0,43)	3,97 (0,35)	2,07 (0,40)	1,50 (0,34)
Valores relativos				
O / RS	0,47	0,67	0,52	0,54
P / RS	1,01	1,19	0,88	0,89
Promedio / RS	0,76	0,96	0,72	0,74

Como fuera expuesto los cambios en las propiedades residuales se atribuyen directamente a las diferencias en la cantidad de fibras en el plano de fractura. La Fig. 3 muestra la variación de la tensión residual $f_{R,3}$ con la densidad de fibras determinada mediante el recuento de los filamentos en ambas caras de las superficies de fractura al finalizar los ensayos de flexión. Además de la clara tendencia observada, se destaca la variabilidad en densidad de fibras que existe entre los prismas a pesar de que fueron obtenidos de un mismo elemento estructural, los valores que pueden cambiar en un factor igual a 3 o mayor, por ejemplo en A1 la densidad de fibras varía entre 0,3 y 1 fibra/cm². La tendencia también se verifica en magnitudes similares en los hormigones que incorporan fibras poliméricas.

En base a los resultados obtenidos, en la Fig. 4 se representan los cambios en la resistencia residual a lo largo de la losa en ambas direcciones; se aprecia una tendencia bastante uniforme, siendo claramente mayor la capacidad portante en la dirección del flujo; la variabilidad parece ser mayor en el caso de los hormigones con macrofibras sintéticas.

Finalmente, la Fig. 5 se comparan los valores relativos de las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} que se alcanzan a lo largo de cada una de las losas en relación a los obtenidos a partir de las probetas de referencia (RS). Para cada hormigón se indican los valores máximos, promedio y mínimos que registran los prismas aserrados; obviamente los menores corresponden a las muestras orientadas en dirección normal al flujo. Se aprecia la alta variabilidad en la capacidad residual, ligeramente mayor en el caso de los hormigones con fibras de acero, que los valores promedio están cercanos a la unidad en A1 y A2, mientras que en P1 y P2 próximos a 0,8, y que los valores mínimos pueden ser inferiores al 40 % de la capacidad residual medida en los prismas de referencia.

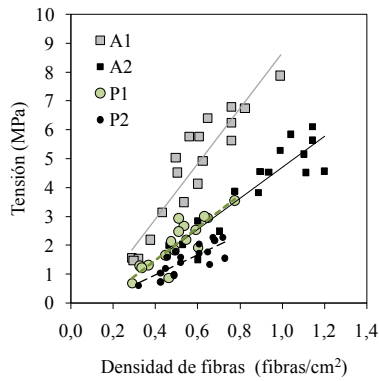


Figura 3. Variación de la tensión residual $f_{R,3}$ con la densidad de fibras en las superficies de rotura.

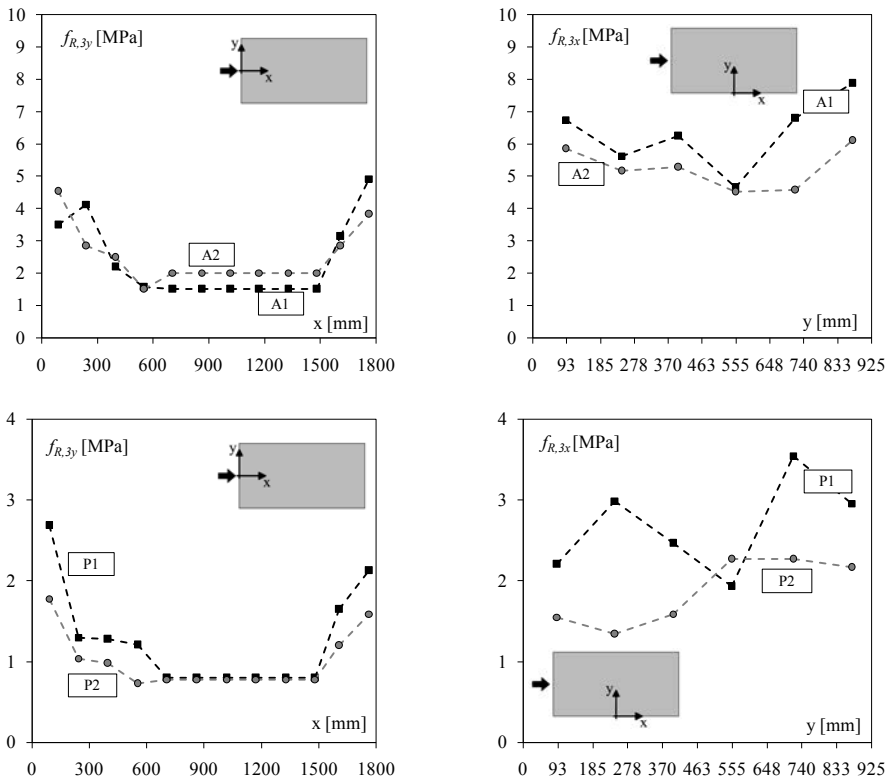


Figura 4. Variación de la resistencia residual a flexotracción $f_{R,3}$ a lo largo de la losa en la dirección del flujo (izquierda) y en dirección ortogonal (derecha).

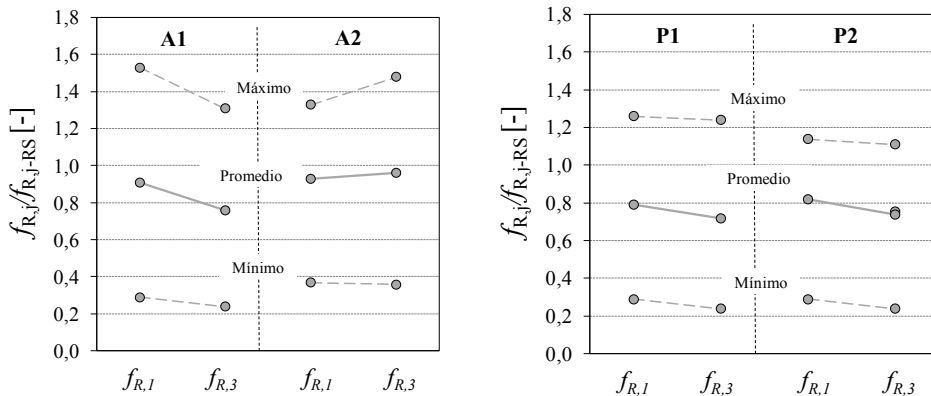


Figura 5. Comparación entre la capacidad residual medida en los testigos extraídos de las losas y la obtenida a partir de los prismas de referencia.

4.- CONCLUSIONES

Se estudió la orientación de las fibras en losas de 100 mm de espesor fabricadas con hormigones autocompactantes obtenidos a partir de un mismo hormigón de base al que se le incorporaron diferentes fibras, dos fibras de acero y dos macrofibras sintéticas. A lo largo de las losas se aserraron prismas en direcciones paralela y normal a la dirección de flujo. Como conclusiones surge que:

- Se verifica que la orientación de las fibras se modifica por efecto pared y por efecto del flujo y como consecuencia puede existir una gran variabilidad en la capacidad residual entre diferentes sectores y direcciones.
- Dichas diferencias resultaron ligeramente mayores al incorporar fibras de acero lo que se atribuye a que su mayor rigidez favorece la orientación.
- Los valores promedio de resistencia residual de los prismas aserrados resultaron algo menores que los obtenidos a partir de las probetas de referencia fabricadas en forma estándar, en el orden del 80% al 90%, en especial en el caso de las fibras poliméricas.
- Si bien en algunos casos la resistencia residual crece en comparación a la medida sobre prismas de referencia, en especial en dirección paralela al flujo, la capacidad residual en direcciones o sectores desfavorables puede reducirse en más del 50 %; este hecho no puede ser ignorado si las condiciones de llenado presuponen efectos de orientación.

Cabe destacar que planificando en forma adecuada la forma de llenado es posible regular la magnitud de los efectos de flujo y pared sobre la orientación de las fibras, que se dan especialmente en elementos delgados, por lo cual las diferencias en la capacidad residual pueden ser minimizadas o potenciadas en función de la aplicación a la cual estén destinados los elementos estructurales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a NICEM s.r.l (Casazza, Italia) por el suministro del filler, a BASF Construction Chemicals Italy (Treviso, Italia) y a Matassina s.r.l. (Vicenza, Italia) por el suministro de las macrofibras sintéticas y de las fibras de acero respetivamente. Asimismo se agradece al Ing. Michele Vesentini y a los técnicos Luca Martinelli, Augusto Botturi, Domenico Caravaggi y Andrea Delbarba por su colaboración durante el desarrollo del programa experimental, y la ayuda de la Universidad de Brescia a través del programa de profesores visitantes año 2016.

REFERENCIAS

- [1] Fédération Internationale du Béton. 'Fib Model Code for Concrete Structures 2010' (2012).
- [2] Grünewald, S. 'Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete', Ph.D. Thesis (Delft University of Technology, 2004).
- [3] Ferrara, L., Meda, A. 'Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements'. *Materials and Structures* **39** (2006) 411-420.
- [4] Stähli, P., Custer, R., van Mier, J.G.M. 'On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC'. *Materials and Structures* **41** (2008) 189-196.
- [5] Zerbino, R., Tobes, J.M., Bossio, M.E., Giaccio, G. 'On the orientation of fibres in structural members fabricated with selfcompacting fibre reinforced concrete'. *Cement and Concrete Composites* **34** (2012) 191–200.
- [6] Abrishambaf, A., Barros, J., Cunha, V.M.C.F. 'Relation between fibre distribution and post-cracking behaviour in steel fibre reinforced self-compacting concrete panels'. *Cement and Concrete Research* **51** (2013) 57–66.
- [7] Lameiras, R., Barros, J.A.O., Azenha, M. 'Influence of casting condition on the anisotropy of the fracture properties of Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC)'. *Cement and Concrete Composites* **59** (2015) 60–76.
- [8] Ferrara, L., Ozyurt, N., di Prisco, M. 'High mechanical performance of fibre reinforced cementitious composites: the role of “casting-flow induced” fibre orientation'. *Materials and Structures* **44** (2011) 109-128.
- [9] Pujadas, P., Blanco, A., Cavalaro, S., de la Fuente, A., Aguado, A. 'Fibre distribution in macro-plastic fibre reinforced concrete slab-panels'. *Construction and Building Materials* **64** (2014) 496–503.

- [10] Torrijos, M.C., Barragán, B., Zerbino, R. 'Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes'. *Construction and Building Materials* **24** (2010) 1078–1085.
- [11] EN 14651 'Precast concrete products - test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength' (European Standards 2005).

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Control de fisuración en vigas de hormigón armado reforzado con diferentes fibras

M. Fasciolo ⁽¹⁾, A. Conforti ⁽¹⁾, R. Zerbino ⁽²⁾ y G. Plizzari ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Department of Civil, Environmental, Architectural Engineering and Mathematics, University of Brescia, Via Branze 43, Italia.

⁽²⁾ Facultad de Ingeniería, UNLP - LEMIT, La Plata, Argentina.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5502>

RESUMEN

La incorporación de fibras al hormigón controla la propagación de fisuras dando lugar a incrementos en la resistencia residual y tenacidad del material. Cuando se incorporan en elementos estructurales de hormigón armado las fibras contribuyen a la resistencia al corte y favorecen el control en el ancho de fisuras con sus consecuentes ventajas en lo concerniente a la vida en servicio y la durabilidad del material. Este trabajo presenta los resultados de un estudio de la influencia del tipo y contenido de fibra sobre el control de fisuración en flexión en vigas de hormigón armado. Se estudió la distribución y propagación de fisuras en ensayos de flexión con cargas en cuatro puntos realizados sobre vigas de hormigón armado con una sección rectangular con 150 mm de arista y una luz entre apoyos de 840 mm. Se compara la respuesta de hormigones que incorporan diferentes contenidos de fibras de acero, macrofibras poliméricas y macrofibras de vidrio. Como referencia se realizaron ensayos de flexión en tres puntos sobre prismas entallados de 150 x 150 x 600 mm siguiendo la norma EN14651 para la caracterización del hormigón con fibras y ensayos de compresión sobre cilindros estándar. Los resultados obtenidos ponen en evidencia la contribución del tipo y contenido de fibras sobre el control de fisuras en flexión.

PALABRAS CLAVE: Hormigón armado convencional reforzado con fibras; fibras de acero; macrofibras sintéticas; macrofibras de vidrio; control de fisuras.

1.- INTRODUCCIÓN

Es reconocido que la incorporación de fibras al hormigón controla la propagación de fisuras aumentando la resistencia residual y tenacidad. Cuando se incorporan en elementos de hormigón armado las fibras contribuyen a la resistencia al corte permitiendo reducir al menos parcialmente la armadura convencional y también pueden mejorar la adherencia acero-hormigón por lo cual es posible reducir la longitud de adherencia. Pero un aspecto importante es que las fibras permiten controlar el ancho de fisuras lo que se traduce en

importantes ventajas en lo concerniente a la extensión de la vida en servicio y la durabilidad de las estructuras. La incorporación de apartados específicos en el *fib* Model Code 2010 [1] para el diseño estructural de elementos de Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) ha representado un importantes avance para el uso de este material.

Varias investigaciones han analizado el efecto de la incorporación de fibras en la fisuración de elementos estructurales con de armadura convencional [2-7]. Los primeros trabajos sobre elementos fabricados con hormigones con fibras de acero datan de fines de los años '90, como los desarrollados por Mitchell et al. [2], Bischoff [3], Noghabai [4] y Vandewalle [5], mostraron que la incorporación de fibras de acero redujo el espaciamiento y el ancho de las fisuras, y proponen modelos para evaluación analítica. Tiberti et al. [6] investigaron el efecto de la presencia de fibras de acero tensores de hormigón. Distinguiendo entre la etapa de formación de las fisuras y su posterior estabilización, no encontraron una clara relación entre las deformaciones medidas y la tenacidad del HRF, aunque observaron un aumento global de la tenacidad y una reducción general del espaciamiento medio de fisuras. Estudiando la fisuración en vigas a escala real [7] se encontró que la incorporación de fibras no incrementa significativamente la resistencia a flexión y la ductilidad en estado límite último (ULS). Existe consenso que el HRF mejora la respuesta en estado límite de servicio (SLS) en lo referido al control de fisuras y flechas, ya que las fibras favorecen la transferencia de tensiones de tracción desde las armaduras hacia el hormigón circundante mejorando la tenacidad en tracción de los elementos estructurales. La combinación de este mecanismo con la capacidad residual en tracción que imparten las fibras conduce a la reducción en el ancho y espaciamiento de fisuras.

Este trabajo presenta los primeros resultados de un estudio sobre la influencia del tipo y contenido de fibra sobre el control de fisuración en flexión en vigas de hormigón armado. Se compara la distribución y tamaño de fisuras de hormigones que incorporan diferentes contenidos de fibras de acero, macrofibras poliméricas y macrofibras de vidrio.

2.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1.- Vigas de hormigón armado

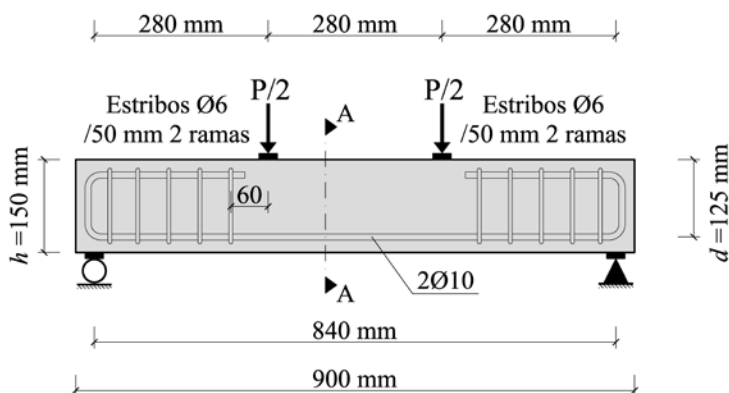
El estudio fue realizado sobre vigas de 150 x 150 x 900 mm que incluyen dos barras de 10 mm de diámetro como armadura principal (refuerzo a flexión, $\rho = 0.84\%$) y estribos de 6 mm de diámetro distanciados cada 50 mm en los extremos de forma tal de evitar roturas por cortante. Las vigas fueron cargadas a flexión en 4 puntos sobre una luz de 840 mm.

La Fig. 1 muestra detalles de la geometría y configuración de carga de las vigas de hormigón armado, la zona central se dejó sin estribos a fin de estudiar el efecto de las fibras sobre el desarrollo de las fisuras. En lo relativo a las características de las armaduras se realizaron ensayos de tracción obteniendo como resultados tensiones de fluencia y de rotura iguales a 469,4 MPa (CV=0,01) y 632,3 MPa (CV=0,02) en el caso de las barras de Ø6 mm y de 562,3 MPa (CV=0,03) y 690,7 MPa (CV=0,01) para las armaduras de Ø10 mm respectivamente.

2.2 Materiales y mezclas

Se elaboraron 7 hormigones utilizando un hormigón de base similar, un hormigón sin fibras como referencia (RC) y 6 hormigones reforzados con 3 tipos de fibras diferentes en dos contenidos para cada una de ellas. La Tabla 1 indica las características de las fibras empleadas, una de acero con ganchos en sus extremos (S), una macrofibra de vidrio (G) y una macrofibras poliméricas (P). En todos los casos se emplearon como materiales cemento Portland normal tipo CPF40, arena silicea natural (densidad relativa 2,63, módulo de finura 2,8) y piedra partida granítica (densidad relativa 2,75, tamaño máximo 12 mm). Buscando como consigna una resistencia media a compresión del orden de 40 MPa, se adoptó una relación agua/cemento 0.4 y un contenido unitario de cemento $390 \pm 20 \text{ kg/m}^3$. En cada caso se ajustó la dosis de superfluidificante de forma tal que los diferentes hormigones tuvieran un asentamiento igual a $60 \pm 10 \text{ mm}$, a fin de lograr una adecuada compactación.

Vista longitudinal



Sección A-A

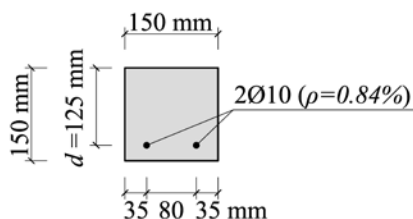


Figura 1. Detalle de la geometría y configuración de carga de las vigas de hormigón armado.

Tabla 1. Fibras empleadas.

Fibras	S	G	P
Material	acero	vidrio	polímero
Largo l [mm]	50	36	58
Diámetro Ø [mm]	1,00	0,54	0,67
Aspecto geométrico l/Ø	50	67	86
Resistencia a tracción [MPa]	> 1100	> 1700	640
Módulo elástico [GPa]	210	72	6,8
Densidad relativa [g/cm ³]	7,85	2,68	0,91

Tabla 2. Hormigones elaborados.

Hormigón		Fibra	Contenido [kg/m ³]	Volumen de hormigón [%]
Sin fibras	RC	-	-	-
Fibras de acero	S-25	S	25	0,32
	S-50	S	50	0,64
Fibras de vidrio	G-6	G	6	0,22
	G-12	G	12	0,44
Fibras poliméricas	P-5	P	5	0,55
	P-10	P	10	1,10

Considerando casos típicos de aplicación se seleccionaron dosis de 25 y 50 kg/m³ en el caso de las fibras de acero, de 6 y 12 kg/m³ en las macrofibras de vidrio, y de 5 y 10 kg/m³ para las fibras poliméricas. La Tabla 2 indica la identificación de cada una de las mezclas y el contenido de fibras en peso y en volumen extremos.

En cada caso se moldearon de 3 vigas de hormigón armado de 150 x 150 x 900 mm, tres vigas de 150 x 150 x 600 mm para realizar la caracterización en flexión y diez cilindros de 100 x 200 mm para determinar la resistencia a compresión. Las probetas se desmoldaron a las 24 horas y se curaron durante 28 días en cámara húmeda, luego fueron dejadas al aire en ambiente de laboratorio hasta la edad de ensayo que fue cercana a los 60 días. De este modo se evitó que durante los ensayos de cada serie que demandaron varios días, existieran variaciones por efecto de la edad o del contenido de humedad de las muestras.

2.3 Resultados de los ensayos de caracterización

La Tabla 3 indica los valores promedio de resistencia a compresión (entre paréntesis los CV) de cuatro cilindros determinada al momento de realizar los ensayos de las vigas de

hormigón armado. Se aprecia que la resistencia es similar en los distintos hormigones y resulta del orden de 43 MPa.

Para caracterizar la respuesta en flexión del HRF se realizaron ensayos de flexión siguiendo la norma EN14651 [8]. La misma emplea una disposición de carga central, luz entre apoyos 500 mm y una entalladura en la zona traccionada; sobre esta última se fija un transductor tipo clip gage que se utiliza para el control de la velocidad de ensayo. La Fig. 2 muestra las curvas típicas tensión - apertura de fisura (CMOD) donde se aprecia la respuesta característica de cada tipo y dosis de fibra; también se puede apreciar la respuesta postpico del hormigón simple. A partir de los ensayos se calculan la tensión de primera fisura (f_L) que coincide con la carga máxima y los parámetros que valoran la resistencia residual previstos en la norma para aperturas de fisura iguales a 0,5 y 2,5 mm (f_{R1} y f_{R3}); en base a estos últimos es posible establecer la clase de HRF siguiendo la propuesta del *fib* Model Code 2010 [1]. Los resultados obtenidos también se consignan en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores promedio de resistencia a compresión y resistencia y capacidad residual en flexión.

Series	f_c [MPa]	$f_{L,m}$ [MPa]	$f_{R,1m}$ [MPa]	$f_{R,3m}$ [MPa]	Clase de HRF [1]
RC	42.1 (0.04)	3.71 (0.10)	-	-	-
S-25	43.7 (0.04)	4.51 (0.12)	3.22 (0.10)	2.90 (0.02)	3c
S-50	42.9 (0.04)	4.69 (0.04)	5.08 (0.02)	4.53 (0.11)	5b
G-6	45.5 (0.03)	4.51 (0.02)	1.63 (0.19)	0.76 (0.13)	1.5a
G-12	44.3 (0.02)	4.96 (0.01)	2.89 (0.09)	1.70 (0.13)	2.5a
P-5	39.9 (0.07)	3.65 (0.04)	1.62 (0.10)	1.64 (0.17)	1.5c
P-10	46.8 (0.05)	4.30 (0.07)	2.84 (0.12)	4.02 (0.17)	2.5e

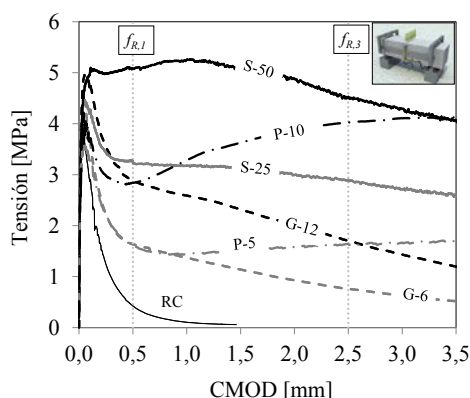


Figura 2. Curvas tensión - apertura de fisura (CMOD) sobre probetas entalladas (EN 14651 [8]).

2.4 Instrumentación de los ensayos sobre vigas de hormigón armado

La Fig. 3 muestra la configuración de carga y dispositivos de ensayo para el seguimiento de la evolución de las fisuras en los ensayos sobre vigas de hormigón armado. A un lado se dispuso un marco de carga fijo sobre cada apoyo a nivel del eje neutro de la viga, con capacidad de rotar en un extremo y desplazarse horizontalmente en el otro, sobre el cual se fijó un transductor tipo LVDT para valorar la flecha al centro. Asimismo se dispuso otro LVDT para medir la extensibilidad a lo largo del tercio medio a la altura de la fibra más traccionada (así se mide la suma del total de anchos de fisura en dicho tramo). Los ensayos se desarrollaron con control de desplazamiento del cabezal de la máquina. Se realizaron escalones de carga hasta valores establecidos y a llegar a los mismos se identificaron las fisuras, determinando su largo y su espesor. El proceso se repitió hasta superar la carga máxima y luego de ellas se tomaron algunas medidas adicionales. El ensayo se detuvo luego de alcanzar el colapso por trituration en la capa comprimida.

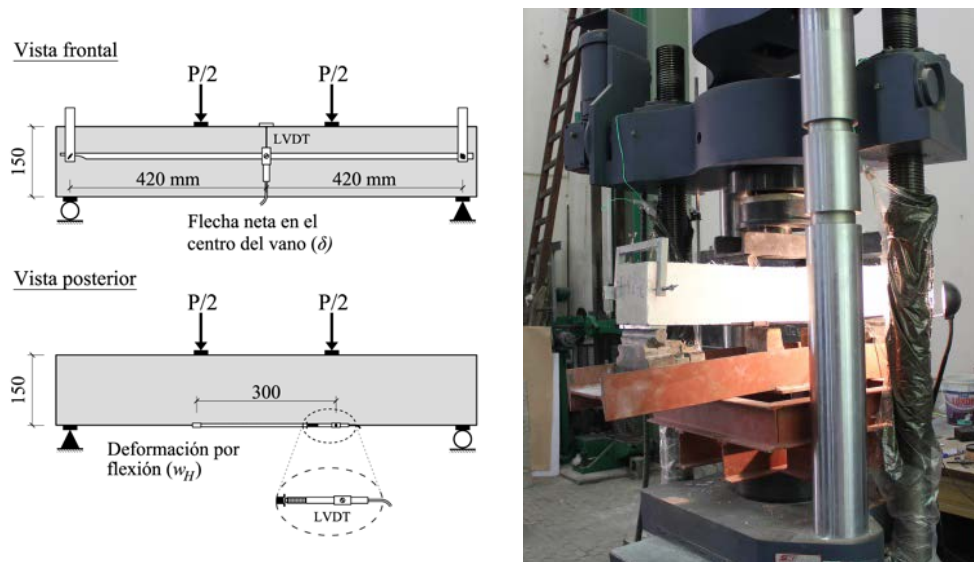


Figura 3. Ensayos sobre vigas de hormigón armado.

3.- RESULTADOS Y DISCUSION

Todas las muestras analizadas mostraron una falla típica en flexión para este tipo de armaduras. La Fig. 4 muestra curvas promedio carga – flecha obtenidas con las vigas armadas preparadas con el hormigón de base (RC) y con aquellos que incorporan 25 o 50 kg/m³ de fibras de acero (las curvas se dibujan hasta 10 mm para mostrar con mayor detalle la parte inicial). Se observa, como era de esperar, poco efecto de las fibras previo al inicio de las fisuras; luego para una carga del orden de 13 kN se aprecia un cambio de pendiente y a medida que aumenta la cantidad de fibras crece la rigidez. Se produjo un crecimiento estable de fisuras entre 40 y 60 kN aproximadamente. A mayores cargas las barras entran

en fluencia, y el punto donde esto comienza depende de la tenacidad del hormigón. La capacidad de carga en este estado crece al aumentar la tenacidad del material ($RC < S25 < S50$) lo que se atribuye a la capacidad residual post fisuración provista por las fibras sobre cada fisura. Esta respuesta demuestra una influencia neta de las fibras de acero sobre el SLS en términos de rigidez post fisuración y sobre el ULS en términos de carga máxima.

Las curvas en el caso de las fibras poliméricas y con las macrofibras de vidrio fueron cualitativamente similares pero las diferencias por efecto del contenido de fibra fueron menores, lo que indica una pequeña influencia tanto sobre SLS como sobre ULS. No obstante se observó mayor efecto con el HRF P-10, que se coincide con la mayor tenacidad de este HRF (Fig. 2), en este sentido es posible que los incrementos puede estar ligados directamente a la tenacidad del material y no al tipo y dosis de fibras. El amplio rango de tenacidad considerado permite entonces un análisis profundo del fenómeno. La flecha para la cual se observó la fluencia fue similar en todos los HRF.

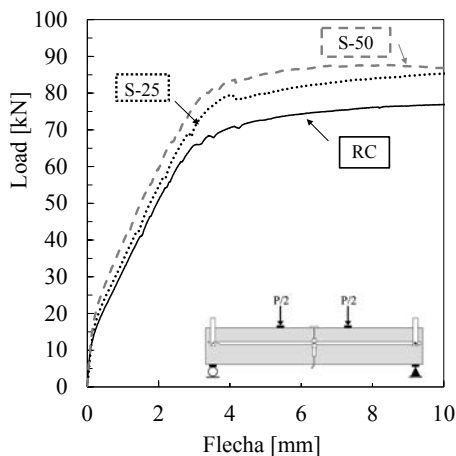


Figura 4. Curvas promedio carga – flecha al centro de la luz para vigas de hormigón armado preparadas con el hormigón de base (RC) y con 25 (S-25) o 50 (S-50) kg/m^3 de fibras de acero.

En la Tabla 4 se resumen los principales resultados obtenidos a partir de los ensayos sobre vigas de hormigón armado. Se incluyen la carga de inicio de la fisuración (P_{cr}), la flecha para una carga de 40 kN (δ_{P40}), el ancho máximo de fisura (w_{max}) para 40 y 60 kN, el espaciamiento medio de fisuras (s_{rm}) evaluado en el período de fisuración estable, la carga máxima (P_{max}) y la flecha máxima de la viga (δ_{II}). Se indican entre paréntesis los coeficientes de variación. En ninguno de los HRF se evidencia una relación entre el inicio del estado de fisura estable y la tenacidad del material, y dicho estado se produjo aproximadamente entre 40 y 60 kN aunque sea la tenacidad de los materiales era distinta. Esto coincide con lo observado por Tiberti et al [6] al estudiar tensores de HRF.

Tabla 4. Resultados de los ensayos sobre vigas de hormigón armado.

Hormigón	P_{cr} [kN]	δ_{P40} [mm]	$w_{max40\text{ kN}}$ [mm]	$w_{max56\text{ kN}}$ [mm]	s_{rm} [mm]	P_{max} [kN]	δ_u [mm]
RC	13,0 (0,10)	1,43 (0,10)	0,15 (0,00)	0,22 (0,13)	88 (0,20)	77,5 (0,03)	15,7 (0,06)
S-25	12,9 (0,21)	1,26 (0,04)	0,10 (0,00)	0,17 (0,17)	69 (0,14)	85,4 (0,04)	15,8 (0,18)
S-50	13,9 (0,02)	1,03 (0,07)	0,07 (0,43)	0,13 (0,22)	62 (0,06)	87,9 (0,01)	14,1 (0,19)
G-6	11,8 (0,06)	1,31 (0,13)	0,10 (0,50)	0,17 (0,15)	71 (0,09)	79,5 (0,04)	15,5 (0,06)
G-12	12,7 (0,14)	1,27 (0,05)	0,10 (0,00)	0,15 (0,00)	64 (0,13)	78,0 (0,02)	13,8 (0,14)
P-5	13,3 (0,04)	1,30 (0,07)	0,13 (0,22)	0,22 (0,13)	69 (0,16)	79,0 (0,05)	15,9 (0,20)
P-10	13,8 (0,11)	1,20 (0,05)	0,15 (0,33)	0,20 (0,00)	63 (0,01)	82,4 (0,03)	17,6 (0,06)

En la Fig. 5 se muestra para el caso de las fibras de acero el efecto de la resistencia residual $f_{R,I}$ sobre el ancho de fisura y sobre la extensibilidad de las vigas en el tercio medio para niveles de carga de 40 y 56 kN. Se puede apreciar que la apertura de fisura, un parámetro fundamental en SLS se reduce claramente al aumentar la tenacidad del HRF. La suma de las aperturas es menor en HRF evidenciando menor deformación de las armaduras para una dada carga.

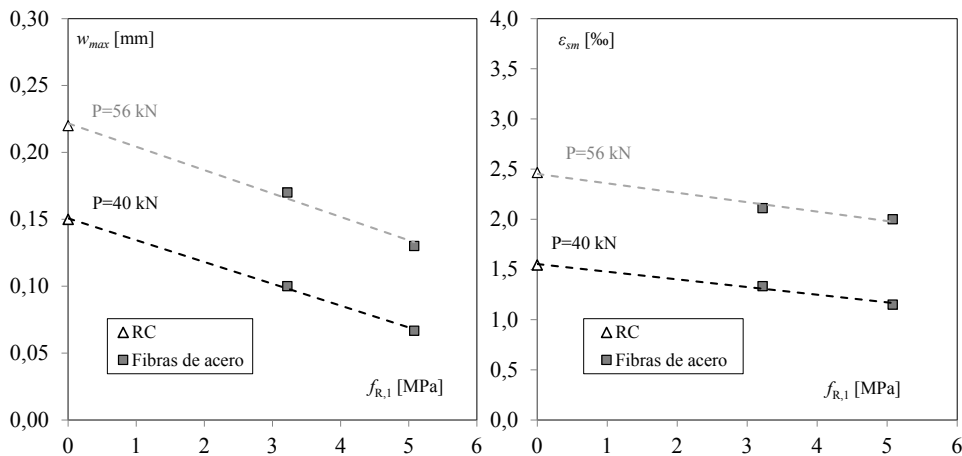


Figura 5. Efecto de la resistencia residual $f_{R,I}$ sobre el ancho de fisura (izquierda) y sobre la extensibilidad de las vigas en el tercio medio (derecha) para diferentes niveles de carga, en vigas de hormigón armado preparadas con RC, S-25 y S-50.

En la Fig. 6 se observa como las fibras dan lugar a una reducción del ancho medio de fisuras, las tensiones residuales transmitidas por las fibras sobre las fisuras reducen el tamaño de la zona de transmisión, esta reducción resulta linealmente relacionada con f_{R1} ; los resultados con HRF preparados con fibras poliméricas y de vidrio se ajustaron a esta tendencia por lo que en principio no depende del tipo de fibras. La reducción en el espaciamiento también se produjo para bajos valores de f_{R1} . Esto lleva a tener en los HRF un cuadro de fisuras diferente respecto a los elementos de RC con más fisuras pero más pequeñas.

Además como se demostró en la Fig. 5 la suma total de las fisuras para una carga dada es menor en el HRF con las consecuentes menores deformaciones de la armadura longitudinal. Esto lleva a tener otro beneficio en SLS que es la mayor rigidez postfisurativa y consecuentemente una menor deformación (flecha en el tercio medio).

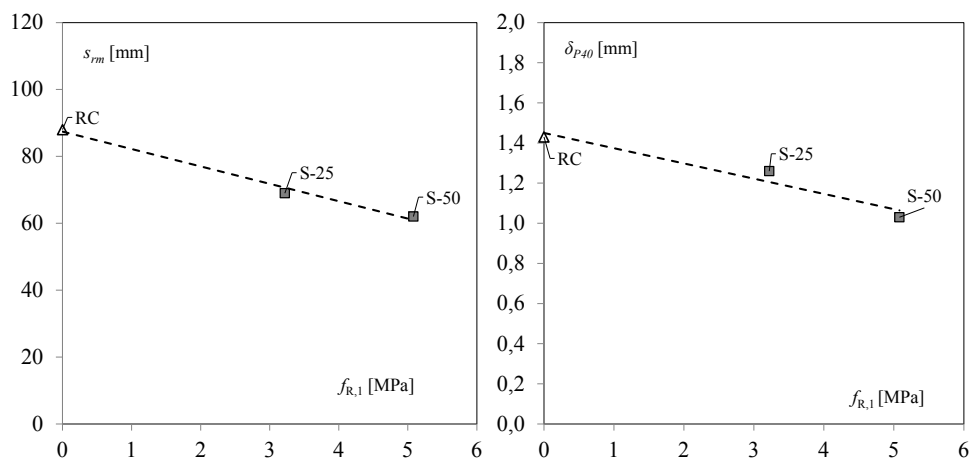


Figura 6. Efecto de la resistencia residual f_{R1} sobre el espaciamiento medio de fisuras en la etapa de fisuras estabilizadas (izquierda) y sobre la flecha post-fisuración (derecha), en vigas de hormigón armado preparadas con RC, S-25 y S-50.

En la Fig. 6 también se verifica que la flecha también decrece en función de f_{R1} , en una relación lineal, el efecto parece significativo para $f_{R1} > 2,5$ MPa. Por debajo de este valor la reducción está en el orden del 5% y puede entonces ser descartada, se vieron efectos significativos con las fibras de acero y con las de G y P en altos contenidos. También se observó que esta reducción no depende del tipo de fibra sino de la tenacidad del material.

4.- CONCLUSIONES

Se estudió el efecto de la presencia de fibras de acero, macrofibras poliméricas y macrofibras de vidrio sobre el proceso de fisuración de vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión. Como conclusiones surge que:

- Las probetas adoptadas para este estudio permitieron analizar la influencia de diferentes tipos y proporciones de fibras en el proceso de fisuración de vigas de hormigón armado;
- Las fibras de acero fueron muy efectivas tanto en estado límite de servicio (SLS) como en estado límite último (ULS) para mejorar la tenacidad post fisuración en flexión;
- En SLS se observa una relación lineal entre la tenacidad post fisuración y la capacidad residual del HRF en términos de f_{R1} , lo que indica que es más importante la capacidad residual del material que el tipo o contenido de fibras empleadas;
- Se redujeron los espesores de fisuras en SLS en un 40% para 50 kg/m³ de fibras de acero y el espaciamiento de fisuras en el orden del 30% lo que implica efectos muy positivos para la durabilidad de las estructuras en ambientes agresivos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al LEMIT-CIC por el apoyo para el desarrollo del trabajo de tesis y en particular a Anabela Gerez, Pablo Bossio y Agustín Rosetti por su colaboración durante el desarrollo del programa experimental.

REFERENCIAS

- [1] Fédération Internationale du Béton, '*Fib Model Code for Concrete Structures 2010*', (2012).
- [2] Mitchell, D., Abrishami, H.H. 'Influence of steel fibres on tension stiffening', *ACI Structural Journal* **94** (6) (1997) 769-773.
- [3] Bischoff, P.H. 'Tension stiffening and cracking of steel fibre reinforced concrete', *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE* **15** (2) (2003) 174-182.
- [4] Noghabai, K. 'Effect of Tension Softening on the Performance of Concrete Structures. Experimental, Analytical and Computational Studies (Doctoral Thesis)', Div. of Structural Engineering, Lulea University of Technology (1998) 186pp.
- [5] Vandewalle, L. 'Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers', *Materials and Structures* **33** (2000) 164-170.
- [6] Tiberti, F., Minelli, G., Plizzari, G. 'Cracking behavior in reinforced concrete members with steel fibers: a comprehensive experimental study', *Cement and Concrete Research* **68** (2015) 24-34.
- [7] Meda, A., Minelli, F., Plizzari, G. 'Flexural behaviour of RC beams in fibre reinforced concrete', *Composites Part B: Engineering* **43** (8) (2012) 2930-2937.
- [8] EN 14651 'Precast concrete products - test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength', European Standards (2005).

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Determinación de las curvas de Wöhler en fatiga a flexotracción de un hormigón de muy alta resistencia sometido a temperatura elevada

José D. Ríos ^{(1)*}, Héctor Cifuentes ⁽¹⁾ y Fernando Medina ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad de Sevilla, España.

*Persona de contacto: jdrios@us.es

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5527>

RESUMEN

En ciertas aplicaciones de almacenamiento energético, como los depósitos de almacenamiento de vapor en plantas de energía solar, el hormigón de muy alta resistencia es un material de gran interés debido a sus elevadas propiedades mecánicas, sobre todo su resistencia a tracción. En estas aplicaciones, el material se encuentra sometido a cargas térmicas y mecánicas repetidas, por lo que debe analizarse convenientemente su comportamiento a fatiga. En este trabajo, se realiza un estudio experimental del comportamiento frente a fallo por fatiga a flexotracción de un hormigón de muy alta resistencia sometido a temperaturas moderadamente elevadas. Para ello, se han realizado ensayos cíclicos de flexión en tres puntos de un hormigón de muy alta resistencia, con y sin refuerzo de fibras de acero, a temperatura ambiente, 100°C y 200°C. A partir de los resultados experimentales y con la aplicación de un modelo probabilístico, se obtuvieron las curvas de Wöhler de los hormigones ensayados, poniendo de manifiesto y cuantificando el efecto de la adición de fibras de acero y el daño generado en la matriz cementicia por el aumento de temperatura, lo que conlleva a una reducción de la vida a fatiga.

PALABRAS CLAVE: hormigón de muy alta resistencia, fatiga, fibras de acero, curvas de Wöhler

1.- INTRODUCCIÓN

El uso de energías renovables como principal fuente de energía es un tema de gran interés en numerosos países que no disponen de fuentes de energía fósiles. El tener una fuente de energía limpia y de fácil acceso supone una reducción de costes importantes, pero al mismo tiempo requiere un desarrollo tecnológico en materia de producción de energía renovable. Entre las más utilizadas se encuentra la energía solar por ser abundante y ampliamente extendida. Sin embargo, uno de los principales inconvenientes es la aleatoria discontinuidad de producción debido a los periodos sin radiación solar. Este es uno de los motivos por los

que la independencia energética de los combustibles fósiles no pueda llegar a ser total. El disponer de sistemas de almacenamiento que permitan producir energía eléctrica en las zonas valle de producción supondría un avance en el establecimiento de la energía solar como fuente de energía alternativa.

La fabricación de sistemas de almacenamiento de energía con elementos de hormigón en plantas de energía solar está siendo objeto de estudio frente a otros tipos de materiales. Las principales ventajas que aporta el hormigón son la de ser un material resistente y con capacidad para almacenamiento de energía térmica, y todo ello para un material accesible y de bajo coste en comparación con otras alternativas [1]. En el proceso de almacenamiento, el material debe resistir ciclos térmicos durante periodos prolongados. El estudio de la durabilidad de estos materiales en periodos con exposición de cargas y temperaturas variables, así como los posibles daños térmicos, son de gran importancia debido a las consecuencias que pueden ocasionar.

Los hormigones de muy alta resistencia (HMAR) se caracterizan por tener una capacidad mecánica significativamente mayor en comparación con los de resistencia normal, tanto en compresión como en tracción, no siendo despreciable la contribución de ésta última, como sí ocurre en los hormigones de resistencia normal. Además, están caracterizados por poseer una matriz menos porosa y en consecuencia son menos sensibles a agentes externos. Si se refuerzan con fibras de acero, se produce una mejora notable de la resistencia a tracción en la matriz [2].

En este trabajo se ha llevado a cabo una amplia campaña en la que se han realizado ensayos de fatiga a flexión en tres puntos sobre probetas prismáticas entalladas de HMAR sometidos a diferentes temperaturas. Se fabricaron dos tipos distintos de hormigón, uno sin refuerzo de fibras, usado como hormigón de control, y otro reforzado con fibras de acero. Cada uno de ellos fue ensayado a tres temperaturas diferentes: temperatura ambiente, 100°C y 200°C. El comportamiento en fatiga, para cada uno de ellos, fue determinado mediante la obtención de la familia de curvas de Wöhler (diferentes percentiles) para una relación de tensión y frecuencia fijada. Para la obtención de las curvas S-N se ha usado una metodología estadística unificada desarrollada por Castillo y Fernández-Canteli [3]. Esta metodología modeliza el daño a fatiga de manera probabilística, no determinista, a partir de un conjunto representativo de datos de fatiga experimentales. Los criterios utilizados para el desarrollo de los modelos son físicos, estadísticos y de compatibilidad.

El artículo está estructurado de la siguiente manera: en la sección 2 se describe la campaña experimental realizada. Se detallan las características de los hormigones utilizados, así como el desarrollo de los ensayos. La sección 3 describe brevemente el modelo de fatiga utilizado para la estimación de las curvas S-N, expone los resultados obtenidos y presenta una discusión de los mismos. Finalmente, en la sección 4 se exponen las conclusiones extraídas.

2.- CAMPAÑA EXPERIMENTAL

La campaña experimental consistió en el estudio del comportamiento a fatiga en flexotracción de un HMAR cuando es sometido a tres temperaturas diferentes: temperatura ambiente (TA), 100°C y 200°C. Para ello se fabricó un HMAR con la dosificación de la Tabla 1. El refuerzo utilizado en este estudio consiste en la utilización de dos tipos de fibras de acero mezclados al 50% [4].

Tabla 1. Dosificación y contenido de componentes en los HMAR

<i>Componentes</i>	<i>Contenido (kg/m³)</i>
Cemento	544
Humo de sílice	214
Escoria de alto horno	312
Arena de sílice (<0.315 mm)	470
Arena de sílice (<0.800 mm)	470
Superplastificante	42
Agua	188
Fibra OL 13/.20	98
Fibra 3D 65/35BG	98



(a)



(b)

Figura 1. Fibras de acero utilizadas en la fabricación del HMAR: (a) modelo OL13/.20 y (b) modelo 3D 65/35BG

Se fabricaron seis amasadas, tres sin fibras y tres reforzadas con fibras. De las tres sin refuerzo, D_i , para $i:1-3$, cada una se ensayó a una temperatura diferente (TA, 100°C y 200°C). Se procedió de forma análoga con las tres amasadas reforzadas con fibras, DF_i para $i:1-3$. En la Tabla 2 se muestra de forma resumida las 6 amasadas y a las temperaturas estudiadas. Todos los hormigones fueron curados durante 28 días en un baño de agua. Tras el curado fueron secadas al aire durante al menos 48 horas. Para el caso de los ensayos a

temperatura de 100°C y 200°C, previamente a la realización de los ensayos mecánicos, las probetas fueron calentadas a la temperatura objetivo durante 24 horas. De esta forma se garantiza un secado del material y la no influencia del grado de humedad de las probetas. Los ensayos realizados a 100°C y 200°C se llevaron a cabo en un horno al que se le acopla el actuador y se introducen los soportes de manera que las probetas están sometidas a la temperatura objetivo durante todo el ensayo.

Para cada una de las seis amasadas se fabricaron 16 probetas prismáticas de dimensiones 440x100x100 mm³ con una entalla central de 1/6 del canto. Estas probetas fueron ensayadas con una configuración de flexión en tres puntos. En la Figura 2.a se muestra una vista esquemática de las dimensiones de las probetas y el tipo de ensayo.

Tabla 2. Nomenclatura para cada tipo de refuerzo y temperaturas estudiadas

Temperatura	No reforzado	Reforzado con fibras
Temperatura ambiente	D1_TA	DF1_TA
100°C	D2_100	DF2_100
200°C	D3_200	DF3_200

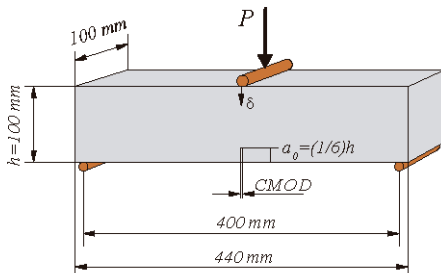


Figura 2. Configuración de los ensayos: a) dimensiones de las probetas b) ensayo estático de flexión en tres puntos con extensómetro de pinza

De las 16 probetas, las dos primeras se sometieron a un ensayo de rotura para determinar las propiedades estáticas (Figura 2.b) mediante un equipo servo hidráulico con capacidad máxima de carga 150 kN. A partir de los resultados obtenidos de los ensayos estáticos, se determinaron los niveles de carga para la realización de los ensayos a fatiga (Figura 3). Se realizan 14 ensayos a fatiga por flexotracción, cada uno de ellos a 14 niveles de carga diferentes. La frecuencia de carga y la relación de tensión fue siempre la misma para cada ensayo con valores de 4 Hz y 0.2 respectivamente.

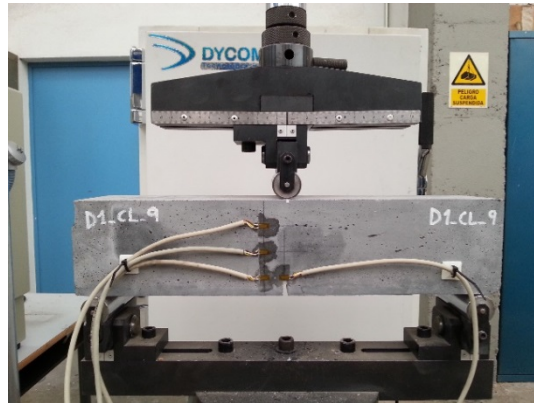


Figura 3. Configuración de los ensayos a fatiga sometidos a cargas de flexotracción

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Modelo de probabilidad de fallo por fatiga

En este estudio se aplica un modelo estadístico para la estimación del daño por fatiga, desarrollado por Castillo y Fernández-Canteli [3]. Este modelo permite determinar las curvas de Wöhler a partir de una serie de resultados experimentales representativos y así poder analizar el comportamiento a fatiga de los elementos ensayados. Una de las ventajas de este modelo es su carácter probabilístico. Esto hace que pueda ser aplicado a diferentes tipos de materiales (metálicos, cerámicos u hormigones) [5], ya que se centra en la distribución de probabilidad de fallo del elemento y no en el mecanismo de fallo [5]. El tiempo de vida a fatiga es una variable aleatoria, por lo que en vez de una única curva media $S-N$, considera una familia de curvas percentiles $S-N$, a diferencia de los modelos deterministas [3].

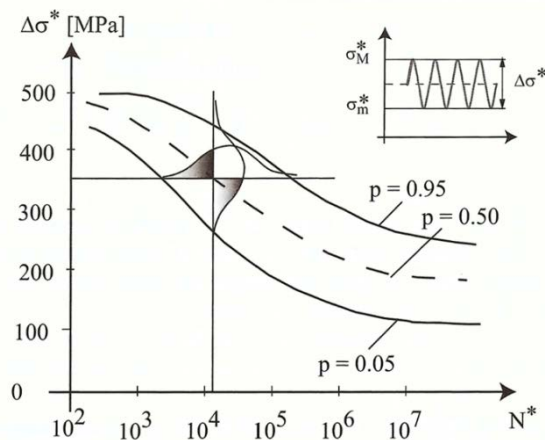


Figura 4. Condición de compatibilidad entre $N^*/\Delta\sigma$ y $\Delta\sigma/N^*$.

Otro aspecto importante a reseñar es el principio de compatibilidad (Figura 4) necesaria entre las funciones de densidad de vida a fatiga, N , para un nivel de tensión, S , dado y la función de densidad de S , para una vida a fatiga, N , dada. Las dos funciones de densidad deben cruzarse en un punto de igual probabilidad. Debido a esa condición de compatibilidad no es necesario realizar varios ensayos para los mismos niveles de tensión, con el consiguiente ahorro de recursos y tiempo que conlleva. La igualdad entre ambas funciones de densidad lleva a establecer una ecuación funcional cuya solución conduce a las dos familias de modelos siguientes:

$$\text{Modelo I (Weibull)} \quad p = 1 - \exp \left[- \left(\frac{N - \lambda}{\delta} \right)^\beta \right]; N \geq \lambda \quad (1)$$

$$\text{Modelo II (Gumbel)} \quad p = 1 - \exp \left[- \exp \left(\frac{N - \lambda}{\delta} \right) \right]; N \in \Re \quad (2)$$

Siendo $N = (\log N - B)(\log \Delta\sigma - C)$, donde B es el valor umbral de vida a fatiga, C es el límite de fatiga y λ , δ , β son los parámetros de localización, de escala y de forma de la distribución de Weibull. El parámetro de localización define la posición del percentil 0%. Estos dos modelos son aplicables a los casos de rango de tensiones y nivel de tensión constante, a las situaciones con nivel fijo y rango variable o al más general, nivel y rango de tensiones variables imponiendo diferentes condiciones de compatibilidad según el caso. Para conocer con mayor profundidad los modelos y su funcionamiento se recomienda consultar el libro de Castillo y Fernández-Canteli [3].

La resolución de estos modelos a partir de datos experimentales de fatiga, llevan a la obtención de las curvas S - N para cada probabilidad de fallo. Para facilitar la aplicación del modelo a casos prácticos donde sea necesario la determinación de los datos de vida a fatiga mediante las curvas S - N , Castillo y Fernández-Canteli desarrollaron un programa, ProFatigue [6], que facilita el proceso de obtención de los parámetros del modelo. Los parámetros del modelo se estiman desde los datos de fatiga experimentales llevando a una predicción probabilística de vida a fatiga como función del rango de tensiones [3,6].

3.2.- Curvas S - N

Para mayor claridad en la interpretación de los resultados, el efecto de la adición de fibras y la temperatura en la vida a fatiga se exponen por separado en diferentes subapartados. Para cada tipo de ensayo realizado, las curvas S - N mostradas corresponden al percentil del 75% (curva superior) y 25% (curva inferior) aunque, como se ha comentado, el modelo probabilístico aporta información para cualquier percentil.

3.2.1.- Efecto de la adición de fibras

La Figura 5.a muestra las curvas $S-N$ para el caso del hormigón sin refuerzo (D1) y reforzado (DF1) ambos a temperatura ambiente. Se observa como la mejora de la resistencia a flexotracción debido a la adición de fibras conlleva dos efectos principales: un incremento del límite de fatiga del hormigón, en este caso de 0.2 en D1 a 0.5 para DF1, y un descenso de la sensibilidad de la resistencia a fatiga a incrementos de nivel de tensión. Este último efecto se observa en la Figura 5.a, donde la curva $S-N$ del hormigón reforzado (DF1) tiene una progresión de la vida a fatiga más suave a medida que decrece el nivel de tensión. La distribución y alineamiento de las fibras produce un ligero incremento en la dispersión [4,7] de los resultados. Este efecto se aprecia en un mayor intervalo entre las curvas del 75% y 25% de probabilidad.

En la Figura 5.b, se hace la misma comparación cuando el hormigón está sometido a 100°C. A esa temperatura, se observa cualitativamente, el mismo comportamiento descrito para temperatura ambiente (Figura 5.a). Las diferencias respecto a la Figura 5.a son un decremento del límite de fatiga para DF2 respecto a DF1, que pasa a 0.26 en DF2 desde 0.5 en DF1 y una evolución más suave de la curva $S-N$ para el hormigón D2 si se compara con D1 (límite de fatiga de D2 es 0.09). Ambas diferencias descritas son debidas a efectos térmicos y se explican en el siguiente subapartado. Destacar que a 100°C las curvas $S-N$ para D2 y DF2 son más parecidas entre sí, de manera que la mejora en el comportamiento mecánico proporcionada por la adición de fibras es menos significativa a medida que aumenta la temperatura.

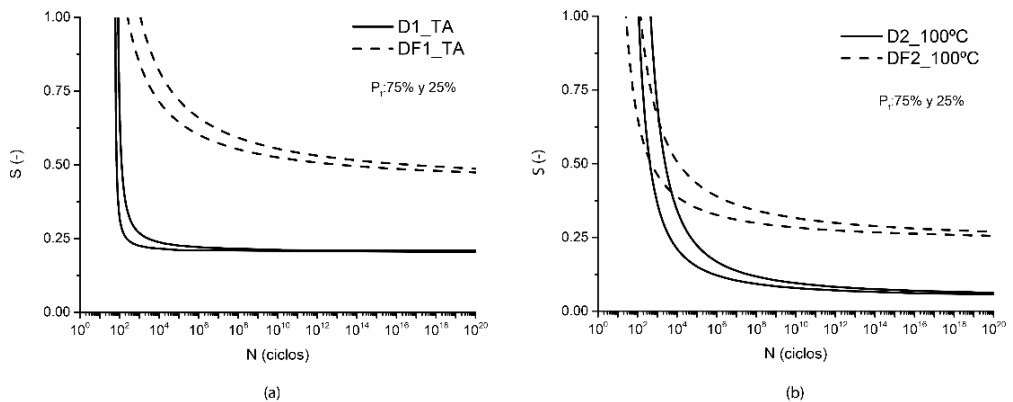


Figura 5. Comparación de refuerzo de fibras en curvas S-N: (a) temperatura ambiente, (b) 100 °C.

3.2.2.- Efecto de la temperatura

El efecto de la temperatura es analizado en la Figura 6, tanto para el hormigón sin refuerzo (Figura 6.a) como para el reforzado (Figura 6.b). Los primeros efectos de desconchamiento del hormigón (“spalling”) debidos al efecto de la temperatura fueron observados a 200°C en

algunas probetas de hormigón sin reforzar. Esto ha hecho que para el caso de hormigón sin refuerzo de fibras (D3_200) no se dispongan de resultados suficientes y representativos para determinar las correspondientes curvas *S-N* y se esté ampliando la campaña experimental para poder disponer de ellos en un futuro. Para el caso con refuerzo de fibras (DF3_200) sí se obtienen resultados debido a que las fibras reduce la propagación de daño.

Cuando se incrementa la temperatura del hormigón a 100°C se generan tensiones internas debidas a la presión de vapor procedentes de la evaporación de la humedad interna de la matriz [8,9]. Esas tensiones generan microfisuras que dañan la matriz del material [8,9]. Tanto en el caso de los hormigones de control (Figura 6.a) como en los reforzados con fibras (Figura 6.b), la microfisuración originada por la temperatura provocaron tres efectos: un descenso del límite de fatiga, de 0.2 en D1 a 0.05 en D2 (Figura 6.a) y de 0.5 en DF1, a 0.26 para DF2 y 0.09 en DF3, un incremento de la dispersión de resultados, observados por el aumento de los intervalos entre las curvas del 75% y 25% de probabilidad, y un ablandamiento del material observado en la tendencia más suavizada de las curvas *S-N*.

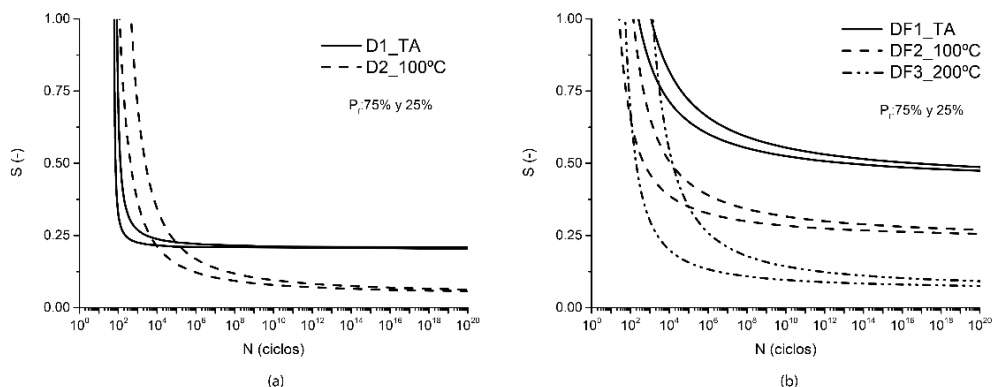


Figura 6. Comparación del efecto de la temperatura: (a) sin refuerzo de fibras, (b) reforzado con fibras.

4.- CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos se establecen las siguientes conclusiones:

- La adición de fibras produce un aumento significativo del límite de fatiga del hormigón como consecuencia de la significativa mejora de resistencia a flexotracción que conlleva el refuerzo.
- El incremento de temperatura genera daño en la matriz debido a la presión de vapor interna que produce un descenso del límite de fatiga. Por tanto, a mayor temperatura menor límite de fatiga para el hormigón de control o reforzado.
- La dispersión en las curvas *S-N* se ve afectada por la adición de fibras y por la microfisuración en la matriz debida a efectos térmicos. Esta última tiene mayor repercusión por ser un proceso progresivo con el incremento de temperatura.

- La adición de fibras y la temperatura generan un comportamiento de las curvas S-N más suave debido al incremento de ductilidad de ambos casos.

AGRADECIMIENTOS

A los autores les gustaría agradecer la contribución del Ministerio de Economía y Competitividad de España por la financiación del trabajo realizado mediante el proyecto BIA2016-75431-R.

REFERENCIAS

- [1] Alonso MC, Vera-Agullo J, Guerreiro L, Flor-Laguna V, Sanchez M, Collares-Pereira M. Calcium aluminate based cement for concrete to be used as thermal energy storage in solar thermal electricity plants. *Cem Concr Res* 2016;82:74–86. doi:10.1016/j.cemconres.2015.12.013.
- [2] Caggiano A, Cremona M, Faella C, Lima C, Martinelli E. Fracture behavior of concrete beams reinforced with mixed long/short steel fibers. *Constr Build Mater* 2012;37:832–40. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.07.060.
- [3] Castillo E, Fernández-Canteli A. Una metodología estadística unificada para modelar el daño a fatiga. 2009.
- [4] Ríos JD, Cifuentes H. Comportamiento en fractura de un hormigón de muy altas prestaciones frente a la adición de fibras metálicas. *An Mecánica La Fract* 34 2017;1:212–9.
- [5] Ríos J, Cifuentes H, Yu R, Ruiz G. Probabilistic Flexural Fatigue in Plain and Fiber-Reinforced Concrete. *Materials (Basel)* 2017;10:767. doi:10.3390/ma10070767.
- [6] Fernández-Canteli a., Przybilla C, Nogal M, Aenlle ML, Castillo E. Profatigue: A software program for probabilistic assessment of experimental fatigue data sets. *Procedia Eng* 2014;74:236–41. doi:10.1016/j.proeng.2014.06.255.
- [7] Lappa ES. High Strength Fibre Reinforced Concrete: Static and fatigue behaviour in bending. 2007.
- [8] Cifuentes, H; Leiva, C; Medina, F; Fernández-Pereira C. Effects of fibers and rice husk ash on properties of heated high-strength concrete. *Mag Concr Res* 2012;64:457–70.

Determinación de las curvas de Wöhler en fatiga a flexotracción de un hormigón de muy...

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- [9] Zhang, B; Bicanic N. Fracture energy of high-performance concrete at high temperatures up to 450C: the effects of heating temperatures and testing conditions (hot and cold). Mag Concr Res 2006;58:277–88.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Desarrollo de hormigones autocompactables de resistencia media (HAC-RM) en Colombia

C.J. de la Cruz M. ⁽¹⁾ y A.F. Tamayo G. ⁽²⁾

⁽¹⁾ Ph.D. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas - Medellín, Colombia.

⁽²⁾ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas - Medellín, Colombia.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5548>

RESUMEN

La necesidad de mayor durabilidad en las estructuras y por tanto, un material más denso y compacto, amigable con el medio ambiente, con menores costes de mantenimiento y protección, ha encontrado con el desarrollo del Hormigón Autocompactable (HAC) en el mundo, una excelente alternativa. El uso del HAC, arroja resultados convincentes, evidenciando eficiencia, rapidez, seguridad, sostenibilidad y economía en procesos constructivos y mejora del entorno laboral. Es así, como la construcción civil en *Colombia*, demanda la implementación de HACs de Resistencia Media-Baja (HAC-RM, 30MPa-45MPa), convirtiéndose en la primera opción que garantiza un hormigón fluido (H.F); sin problemas de segregación o exudación y principalmente por sus propiedades en estado fresco. De ahí que en *Colombia* y en el *Laboratorio de Estructuras (LABEST)* de la *Facultad de Minas* de la *Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín*, se promoviera el desarrollo del HAC-RM, con excelentes resultados validados para firmas como *ACCIONA de España*, *Expo-Camacol* en *Colombia*, entre otros; encontrándose hoy por hoy, en protección vía patente en *Superintendencia de Industria y Comercio*.

PALABRAS CLAVE: fluidez, hormigón, autocompactable, segregación, exudación.

1.- INTRODUCCIÓN

El HAC es extremadamente fluido y estable, se compacta por gravedad (cero (0) vibración), sin compactación externa; fluye hasta nivelarse sin segregación de sus componentes, ni bloqueo del material al pasar por el refuerzo. Debido a la necesidad de durabilidad de las estructuras y por tanto, un material más denso y compacto, más resistente al ataque del medio ambiente, y a su vez, con menores costos de mantenimiento y protección; con resistencias entre 30MPa y 45MPa, se han desarrollado los HAC-RM en el mundo [1]. Éste incrementa el rendimiento y efectividad en la fase de producción, facilita su transporte en estado fresco, optimiza el llenado de formaletas, reduce el ruido durante la colocación y facilita procesos sistemáticos en la prefabricación, entre otros. En el mundo, es una alternativa segura, eficiente y rápida, que mejora el entorno laboral y reduce costos del

proceso constructivo. El HAC-RM difiere del hormigón convencional (HC) y hormigón fluido (H.F), por sus propiedades en estado fresco; determinadas en laboratorio y obra, por ensayos que lo caracterizan cuantitativamente y cualitativamente. El HAC-RM en Colombia, se desarrolló en el *Laboratorio de Estructuras (LABEST)* de la *Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín*, con excelentes resultados validados para firmas como *ACCIONA de España*, *Expo-Camacol* en Colombia, entre otros; encontrándose hoy por hoy, en protección vía patente en *Superintendencia de Industria y Comercio* (N°15-171208) [1], [2], [3].

2.- GENERALIDADES

Una de las propiedades más importantes del HAC-RM, es la resistencia a la segregación, que está gobernada por la viscosidad y cohesión de la mezcla; otorgando al hormigón, la homogeneidad necesaria durante el transporte, colocación y puesta en obra. De ahí que sea necesario garantizar para los HACs-RM, la calidad de los componentes, tipo de mezcla, colocación (bombeo) y tipo de vibración [3].

3.- DETALLES EXPERIMENTALES

El HAC y HAC-RM, utilizan en su composición básica los mismos materiales que un HC (agua, cemento, áridos, material fino), además de superplastificantes de última generación (sp) y agentes modificadores de la viscosidad (AMVs). Los HACs-RM, se han obtenido sólo con el uso de aditivos sps y sin el uso de adiciones. La metodología de dosificación de HACs-RM colombianos se describe a continuación [1], [3], [4], [5], [6], [7], [8]:

- Determinar la dosis de aditivo sp en la pasta y mortero, con componentes localmente disponibles usando el Cono de Marsh y relación agua/cemento (A/C) entre 0,30 y 0,60.
- Con el ensayo Mini-Slump, se fija A/C, considerando una pasta de fluidez alta y cohesión moderada. Separadamente, se obtiene la relación arena/grava (secos), dando lugar al mínimo contenido de vacíos y así fabricar hormigones con distintos volúmenes de pasta o mortero (sp y relación finos/cemento determinados inicialmente).
- Elegir la mezcla con contenido mínimo de pasta o mortero y que cumple requisitos de autocompactabilidad y resistencia, determinados por ensayos sobre el hormigón fresco.

En el LABEST, los criterios de diseño fueron [1], [8]:

1. Extensión de Flujo ó Escurrimiento entre 65 y 75 cm, con T50 de dos (2) a ocho (8) s.
2. Tiempo de descarga del HAC-RM, en el ensayo Embudo-V, de dos (2) a cinco (5) s.
3. CB para el ensayo Anillo de Barras o Extensión con Anillo de 0,8; y una diferencia de diámetro final (D_f) \leq cinco (5) cm con el D_f del ensayo de Escurrimiento.

El aspecto en estado fresco del HAC y HAC-RM, es igual, con los mismos criterios de diseño. Los HACs-RM, se usaron en vigas y columnas del mismo laboratorio y en prefabricados, como propuesta para mobiliario urbano en Colombia [7].

3.1.- Fase mortero

Ésta fase, compuesta por cemento, agua, arena y aditivo, es imprescindible para el diseño del HAC-RM, para determinar la compatibilidad entre el sp y la pasta de cemento y, la

cantidad óptima de sp para mantener las condiciones de autocompactabilidad en el hormigón, sin aumentar los costes. Ésta fase se determina con el ensayo Cono de Marsh o Fluidez, normalizado por la ASTM 939 [1], [3], [7], [8]; que junto con el ensayo Mini Slump, determinan la consistencia de la mezcla. Se debe definir la resistencia y A/C, con valores por debajo de 0,6; para garantizar que la fluidez no dependa de A/C altas.

3.1.1.- Resistencia y Relación A/C

La resistencia mecánica del hormigón endurecido, debe estar por debajo de 45MPa (resistencia media-baja en Colombia). En éste estado, no interesa si es autocompactable o no, comparado con un HC de la misma resistencia. Se define A/C, así Ec.(1), [5]:

$$A/C = \frac{K_1}{f'_{cr} * \ln K_2} \quad (1)$$

K_1 , K_2 : Factores dependientes de la resistencia a la compresión del cemento (NTC-220) [6] y son necesarios para obtener A/C. Se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores para K_1 y K_2 según la resistencia del cemento [7].

Resistencia del cemento (MPa)	K_1	K_2
<20	75,00	14,50
25-30	90,00	13,00
30-35	110,00	12,50
35-40	130,00	11,00
>40	145,00	10,50

3.1.2.- Definición de mortero

Los morteros se prepararon con 1000g de cemento, A/C=0,5 y se tuvo en cuenta el porcentaje de sólidos de aditivos sp_s en el cálculo del agua de amasado [1].

3.1.3.- Ensayo con el Cono de Marsh

La optimización del mortero es prioritaria para el diseño del HAC-RM y se basa en la medición del tiempo de fluidez a través del *Cono de Marsh*, como se presenta en la Fotografía 1. Existe un punto, a partir del cual, el aumento en la dosis de sp no aumenta la fluidez; por lo que se define como “Punto de saturación” del mortero [8].



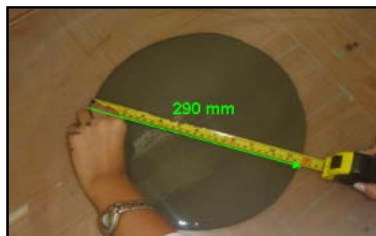
Fotografía 1. Ensayo de fluidez a través del Cono de Marsh

3.1.4.- Determinación cuantitativa del punto de saturación

Al variar los contenidos de sp del mortero, se puede determinar el punto de saturación, como se presenta en las figuras 1,2 y 3; que según la curva Log (tiempo[s]) vs. sp/c, permite obtener un ángulo de $140 \pm 10^\circ$, según De La Cruz (2006) [1] y Gomes (2002) [9].

3.1.5.- Ensayo en el Mini Slump

Se determina el diámetro final como se presenta en la Fotografía 2; después de desmoldar y debe estar entre 280 ± 20 mm [1], [2].



Fotografía 2. Diámetro Final

3.1.6.- Toma de datos en el LABEST

Se presentan tablas y figuras correspondientes a la definición de puntos de saturación con tres (3) tipos de aditivos sp_s con diferentes porcentajes de sólidos, disponibles en Medellín, obtenidos con el Cono de Marsh y Mini Slump, En la Tabla 2 y Fig. 1, están los resultados del punto de saturación con un aditivo sp con 36% de contenido de sólidos [7].

Tabla 2. Optimización del sp con 36% de sólidos.

Aditivo (%)	Sólido sp (g)	Líquido sp (g)	Agua (g)	Tiempo Marsh (s)	Log(TM _{Marsh})	Diámetro (mm)
0,045	1,30	0,85	399,20	7,39	0,87	290
0,050	1,40	0,90	399,10	7,06	0,85	315
0,060	1,70	1,10	398,90	6,95	0,84	393
0,075	2,10	1,35	398,70	6,73	0,83	396
0,085	2,40	1,55	398,50	5,92	0,77	420

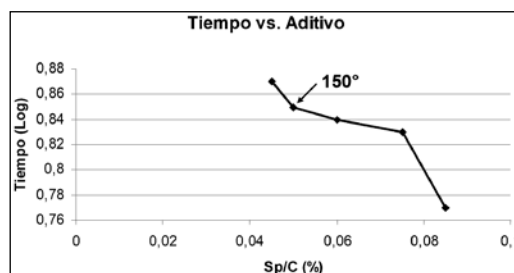


Figura 1. Punto de Saturación (sp 36% de sólidos).

En la Tabla 3 y Fig. 2 están los resultados para un aditivo sp con 32% de sólidos [7].

Tabla 3. Optimización del sp con el 32% de sólidos.

Aditivo (%)	Sólido sp (g)	Líquido sp (g)	Agua (g)	Tiempo Marsh (s)	Log(T Marsh)	Diámetro (mm)
0,050	1,60	1,10	398,90	11,71	1,07	190
0,060	1,90	1,30	398,70	10,70	1,03	205
0,070	2,50	1,70	398,30	9,07	0,96	265
0,095	3,00	2,05	398,00	8,82	0,95	240
0,100	3,10	2,10	397,90	8,48	0,93	235

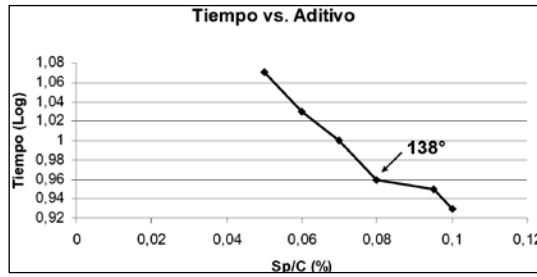


Figura 2. Punto de Saturación (sp 32% de sólidos).

En la Tabla 4 y en la Figura 3, están los resultados para un aditivo sp 28% de sólidos [7], y se puede observar el ángulo de 146°.

Tabla 4. Optimización del sp con el 28% de sólidos.

Aditivo (%)	Sólido sp (g)	Líquido sp (g)	Agua (g)	Tiempo Marsh (s)	Log(T Marsh)	Diámetro (mm)
0,60	2,14	1,54	398,46	10,70	1,03	250
0,07	2,50	1,80	398,20	10,10	1,00	260
0,08	2,86	2,06	397,94	9,10	0,96	270
0,09	3,21	2,31	397,69	8,90	0,95	280
0,10	3,39	2,44	397,56	9,10	0,96	280

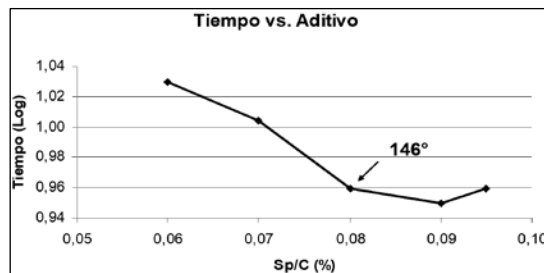


Figura 3. Punto de Saturación (sp 28% de sólidos).




Se diseñó el HAC-RM usando el aditivo sp con 28% de contenido de sólidos; pues el mortero presentó mejor consistencia. Para definir de manera contundente el mejor HAC-RM, es imprescindible definir el *Esqueleto Granular* [1], [3], [7], [8].

3.2- Esqueleto granular

3.2.1.- Estabilización granulométrica

La estabilidad del esqueleto granular depende de la distribución de diferentes tamaños y forma de las partículas, peso volumétrico, fricción interna y cohesión. En la Tabla 5, se presentan tres (3) estados físicos del esqueleto granular y algunas propiedades físicas [8].

Tabla 5. Características del Esqueleto Granular.

Características	
Agregados sin finos. Contacto grano a grano. Peso volumétrico variable, se dificulta su compactación.	
Agregados con finos suficientes para una alta densidad. Contacto grano a grano, incremento en la resistencia, mayor peso volumétrico. Moderadamente difícil de compactar. Este estado disminuye su peso volumétrico.	
Agregados con una gran cantidad de finos. No hay contacto grano a grano, encontrándose dentro de una matriz de finos. No se dificulta su compactación.	

Con una granulometría continua y agregados equidimensionales, Fuller propone: Ec.(2), [8]

$$P = 100 * \frac{(d)^n}{(D)^n} \quad (2)$$

Donde:

P: porcentaje en peso de un cierto tamaño *d*

d: cierto tamaño granulométrico

D: tamaño máximo del esqueleto a evaluar

n: exponente que depende de la forma de la curva granulométrica

Si $n=0,5$ se tiene la mejor distribución de tamaños y por ende el máximo peso volumétrico. Si el tamaño máximo de las partículas es $\frac{3}{4}$ ", entonces de acuerdo con Ec.(2), se tendría que por la *malla N° 200* debería pasar 6,2%. Sin embargo, debido a que en la práctica los agregados no se acomodan con una perfecta distribución de tamaños, sino que tienden a formar vacíos, se hace necesario ajustar la granulometría [10]. Dichos ajustes consisten en incrementar el contenido de finos del esqueleto granular, para obtener el máximo peso volumétrico.

3.2.1.- Optimización del esqueleto granular

La determinación del esqueleto granular resulta ser la fase más importante de la dosificación del HAC-RM, pues minimiza la relación de vacíos de los materiales a emplear.

Para la optimización del esqueleto granular, se ajustó la granulometría de los materiales, a la curva teórica de máxima densidad de Fuller (Fig. 4).

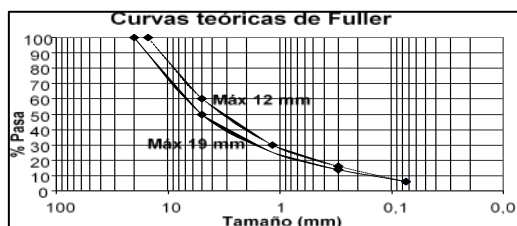


Figura 4. Curvas teóricas de máxima densidad de Fuller [8].

Los áridos empleados fueron locales y sus características físicas cumplen las especificaciones colombianas [6]. Se definieron para efectos de trabajo, como árido fino-medio (arena de 2-5 mm); y como árido grueso, árido grueso de tamaño máximo 3/8" (5-12 mm) y árido grueso de tamaño máximo 3/4" (12-19 mm). En la Tabla 6, se presentan los resultados de los ensayos físicos necesarios para dosificar el HAC-RM en el LABEST y en la Fig. 5, se presentan las curvas granulométricas de los áridos empleados.

Tabla 6. Ensayos Físicos de los Áridos.

Propiedad	Arena (2-5mm)	Árido 3/8"	Árido 3/4"
Densidad SSS (g/cm ³)	2,67	2,65	2,72
Densidad Seca (g/cm ³)	2,62	2,63	2,66
Porcentaje de Absorción	1,70	1,01	2,00

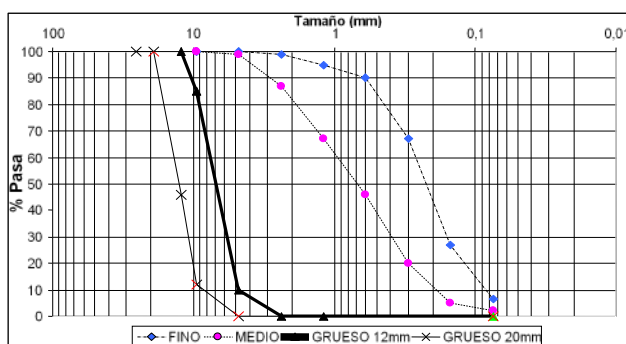


Figura 5. Curva Granulométrica de cuatro (4) materiales de cantera

Con porcentajes de áridos gruesos 3/4" como tamaño máximo y, con finos N° 4, como tamaño nominal empleados para este ensayo; se logró minimizar el volumen de vacíos hasta 34%. Lo anterior implica altos contenidos de cemento en la fase mortero del diseño y en el volumen de pasta de la mezcla definitiva. Por lo tanto, se decidió realizar el análisis granulométrico para este punto de máxima compacidad [1], [7], [8] y se superpuso con la curva teórica de máxima densidad de Fuller, donde se observó que el material disponible, tenía un bajo contenido de finos, como se presentan en las Fig. 6. y 7 respectivamente.

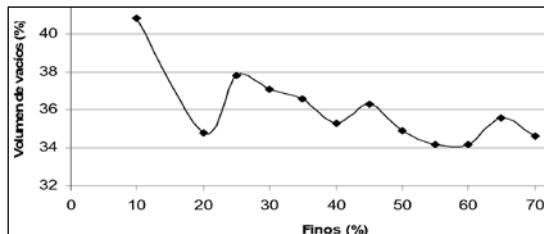


Figura 6. Máxima Compacidad con dos (2) materiales.

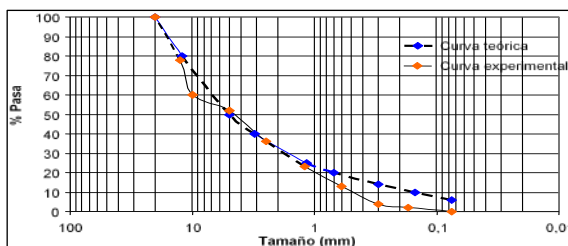


Figura 7. Superposición Curva Teórica de Fuller y Curva Experimental (dos (2) materiales).

La idealización de la curva en el LABEST, permitió una relación de vacíos del 28%; una vez las condiciones de tamizado y mezcla de áridos, se realiza de manera controlada (situación que se hace más compleja industrialmente o en cantera). Luego se realizó el ensayo de máxima compacidad con un material más fino (0-2mm), con los porcentajes de cada material granular disponible; que para efectos de trabajo, se han discriminado como Finos, Medios y Gruesos. Finalmente con esta combinación, se logró una relación de vacíos de 29,3%, como se observa en la Fig. 8 y Fig. 9.

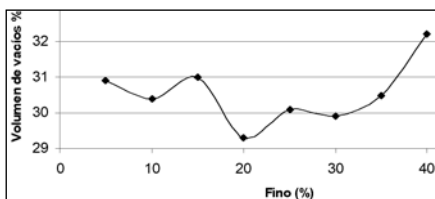


Figura 8. Máxima Compacidad con tres (3) materiales.

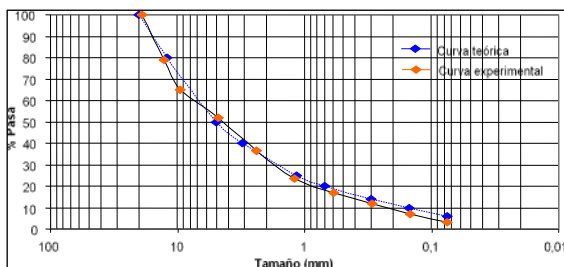


Figura 9. Superposición Curva Teórica de Fuller y Curva Experimental (tres (3) materiales).

En la Fotografía 3, se puede observar el aspecto del HAC-RM, en la prueba de *Escurrecimiento*.



Fotografía 3. Prueba de *Escurrecimiento* en el LABEST

4.- DOSIFICACIONES DE HAC-RM CON CEMENTO PÓRTLAND TIPO I, EN COLOMBIA

La Tabla 7, se presenta tres (3) de las mejores dosificaciones de prueba del HAC-RM con *Cemento Portland Tipo I*. La dosificación tres (3), se utilizó en la fabricación de vigas, columnas y prefabricados en el LABEST a nivel de prácticas docentes y participación en eventos en la ciudad de *Medellín* (*TECNOVA* y *Expo-Camacol*, 2008) [7].

Tabla 7. Mezclas y resultados de los hormigones HAC-RM, en el LABEST.

<i>Dosificaciones</i>		<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
Temperatura °C		17	19	17
% de sólido del HAC.RM con sp		32	36	28
% de pasta (Densidad de la pasta 1750kg/m ³)		35	36,5	37
<i>Composición(kg/m³)</i>				
Pasta	Cemento Tipo 1	388	431	447
	Agua añadida	250	273	283
Esqueleto granular	Arena 0-2mm	537	538	539
	Arena 0-5mm	586	532	510
	Grava 5-12mm	601	546	524
<i>Resultados de los ensayos</i>				
Escurrecimiento	T ₅₀ (s)	2,00	1,50	2,00
	Df (mm)	750	750	650
Embudo-V	T (s)	2,14	2,50	2,25
Extensión con Anillo	C.B	0,90	0,88	0,90
P.U (real)	kgf/m ³	2366	2380	2400
Resistencia (28 días)	MPa	26	27	30

*Resultados de resistencia, promedio de tres (3) cilindros con neopreno.

5.- CONCLUSIONES

- Se comprobó que la metodología propuesta por *De La Cruz* (2006) [1], es de fácil aplicación y permite obtener resultados acordes con la reglamentación establecida en *Colombia* y cumple con las expectativas de seguridad, funcionalidad y economía.

Desarrollo de hormigones autocompactables de resistencia media (HAC-RM) en Colombia

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

- La infraestructura adoptada por el LABEST, ofrece una herramienta eficaz y contundente para las prácticas docentes y servicios de *Extensión e Investigación*; para la implementación de los HACs-RM en *Colombia*.
- La caracterización de los materiales utilizados para la dosificación de los HACs-RM [1], define la aplicabilidad de los mismos, de una manera eficiente.
- La aplicabilidad de los HACs-RM en *Medellín, Colombia*; sentó un precedente de la actualidad de los hormigones de alta competitividad en el país.
- La apropiación y aplicación de la metodología propuesta por *De La Cruz (2006)* [1], para la fabricación de HACs-RM; ofrece una alternativa eficaz, actualizada, eficiente y de última generación, en espacios de formación académica y profesional, ya implementadas en otros países.
- Se comprobó en las aplicaciones realizadas, que los tiempos de ejecución y costos de un metro cúbico de HAC-RM, puesto en obra, tiene una reducción de hasta un 40% y 16% respectivamente.

REFERENCIAS

- [1] De La Cruz, C. Hormigones Autocompactables de Resistencia Media para Aplicaciones Estructurales. Tesis Doctoral, 2006.
- [2] De La Cruz et al. Ensayos a Cortante de Vigas de Hormigón Estructural. Revista DYNA N° 159, (76). pp. 36-41, 2009.
- [3] De La Cruz et al. Evaluación de la Retracción y la Fluencia en el Hormigón Autocompactable de Resistencia M. Revista DYNA N° 175, (Año 79). pp. 120-127, 2012.
- [4] Ortiz, J. Estudio experimental sobre la influencia de la temperatura ambiental en la resistencia del hormigón preparado. Tesis Doctoral, 2005.
- [5] Giraldo B. O. Guía Práctica para el Diseño de Mezclas de Hormigón. Centro de Publicaciones de la Universidad Nacional. pág. 24, 1988.
- [6] Normas Técnicas Colombianas para la Construcción. ICONTEC. Bogotá. Págs. 383
- [7] De La Cruz, C. Desarrollo de HAC-RMs, en Colombia. Trabajo de Promoción a Profesora Titular. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 2009.
- [8] Herrera y Úsuga. Caracterización de Hormigones Autocompactables en Colombia. T.D.G., 2009.
- [9] Gomes, P. Optimization and Characterization of High-Strength Self-Compacting Concrete. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 139 p., 2002.
- [10] Ortiz L, J. “Análisis Granulométricos a los Áridos”. Tesis Doctoral. Universidad Politècnica de Catalunya. Barcelona, 2005.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Hormigón de alta densidad: una excelente solución para obras marítimas

Déborah Cruz Ramos ⁽¹⁾ y José Antonio Lozano ⁽²⁾

⁽¹⁾ Directora de Calidad y Soporte Técnico de Materiales Hanson – HeidelbergCement

⁽²⁾ Responsable Técnico de Materiales Hanson – HeidelbergCement

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5558>

RESUMEN

Durante los últimos años la necesidad de proteger el medioambiente ha pasado a ser una de las prioridades de la sociedad y por ende de las administraciones públicas, las empresas de construcción y los suministradores de productos. Una forma de contribuir a la sostenibilidad es impulsar el uso de subproductos industriales como materiales componentes del hormigón, como es uno de los objetivos del “Plan de Prevención y Gestión de Residuos de la CAPV 2020”.

En la Comunidad Autónoma del País Vasco existen unas 14 Acerías de Arco Eléctrico que generan aproximadamente el 50% de la escoria negra producida en España, del orden de 800.000 Tm al año. Este residuo puede transformarse en áridos siderúrgicos aptos para diferentes aplicaciones, sometiéndolo a un proceso de valorización. En dicho proceso, la escoria negra se somete a la separación magnética de la fracción metálica que lleva incorporada, a una estabilización o inertización y a un envejecimiento del material. Finalmente la escoria es triturada y clasificada por tamaño para las diferentes aplicaciones, para transformarse en árido siderúrgico.

El árido siderúrgico se caracteriza por su elevada dureza, su gran resistencia al desgaste y su alta densidad en comparación con los áridos naturales, por lo que es idóneo para utilizar en la fabricación de hormigones de pavimentos y en hormigones de alta densidad.

Una de las aplicaciones más interesantes de este tipo de hormigón es la construcción de bloques de alta densidad para las obras marítimas y portuarias, por lo que su uso es cada vez más frecuente en los Puertos de Bizkaia.

En esta ocasión les transmitiremos la experiencia que ha supuesto el suministro de este tipo de hormigón siderúrgico en el Proyecto Constructivo de Emergencia del Refuerzo del Dique de Abrigo del Puerto de Bermeo, obra ejecutada por la Ute Espaldón de Bermeo (Sociedad Anónima de Trabajos y Obras - Bycam Servicios, Edificios e Infraestructuras,

Hormigón de alta densidad: una excelente solución para obras marítimas

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

S.A.) y suministrada por Hormigones y Minas S.A. Grupo HeidelbergCement, bajo la Dirección del Servicio Territorial de Puertos de Bizkaia.

PALABRAS CLAVE: hormigón pesado, siderúrgico, sostenibilidad, revalorización

1.- INTRODUCCIÓN

Los importantes daños debidos a los efectos de los temporales, en particular durante los inviernos de 2007, 2010 y 2014, sobre los muelles e instalaciones del puerto de Bermeo, evidenciaron la insuficiencia del diseño de dicho puerto para soportar sin daños los temporales registrados en la última década. Debido a ello, la Dirección de Infraestructura del Transporte, del Departamento de Medioambiente y Política Territorial del Gobierno Vasco, solicitó la redacción del “Proyecto Constructivo del Refuerzo de Dique de Abrigo del Puerto de Bermeo”, sobre la base de los registros de oleaje de calidad de más de 30 años. Uno de los principales condicionantes era que la superestructura del dique estaba constituida por un espaldón escalonado de anchura insuficiente para el asentamiento de las grúas requeridas para colocación de bloques. Por ello se proponía el estudio de la utilización de bloques de hormigón de alta densidad de áridos siderúrgicos, lo que supondría una optimización de los recursos; una propuesta ventajosa desde el punto de vista medioambiental; una mayor eficacia hidráulica, ya que los bloques de alta densidad tienen una estabilidad hidrodinámica frente al oleaje sensiblemente superior a los bloques de densidad convencional; y la viabilidad constructiva con la reducción de las dimensiones geométricas y el propio peso de los bloques. Los trabajos que habían de realizarse a lo largo de los 755 m. de longitud del dique eran los siguientes:

Micropilotaje del espaldón/ Recreido del espaldón según secciones tipo mediante hormigón armado y en masa/ Refuerzo del manto exterior del dique de abrigo mediante la fabricación, transporte y colocación de bloques cúbicos de hormigón de alta densidad de 40 t, 60 t y 80 t.

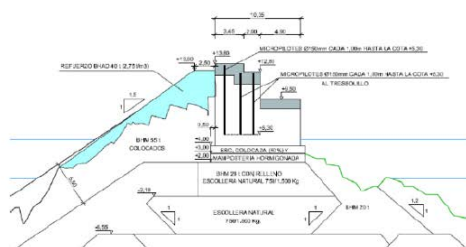


Figura 1. Proyecto constructivo del refuerzo del Dique de abrigo del puerto de Bermeo. Resumen

Las Obras de “Reparación del espaldón del dique de abrigo de Bermeo” fueron adjudicadas a la UTE ESPALDON, formada por BYCAM y SATO, con base en el proyecto redactado por TYPESA y el suministro de hormigón lo realizó HORMIGONES Y MINAS.

2.- REQUISITOS SOLICITADOS PARA EL HORMIGÓN DE ALTA DENSIDAD DEL ESPALDÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra (en adelante P.P.T.P.), definía como bloques prefabricados de hormigón, <<los macizos de hormigón procedente de fábrica>>, exigiendo la forma cúbica para los mismos y altas densidades de hormigón en masa HAD (ver Tabla 1) , determinadas sobre el propio hormigón endurecido una vez fabricado el bloque, tras pesar el mismo y considerar su volumen.

Tabla 1. Tipos y clases de HAD

<i>Densidad del HAD</i>	<i>Bloques</i>			
	<i>Peso</i>	<i>Volumen</i>	<i>Lado a</i>	<i>Número</i>
2,75t/m ³	≥40t	14,55m ³	2.44 m	609
2,90t/m ³	≥60t	20,69m ³	2.75 m	162
2,90t/m ³	≥80t	27,59m ³	3,02 m	59

Se explicitaba que el hormigón en masa a emplear sería del tipo HM-30/F/20/IIIc+Qb+E. Aunque sea extraño designar esta clase general de exposición para un hormigón en masa sin barras de armado, para el que habitualmente se usa la clase I como se indica en la Instrucción de Hormigón Estructural, hay que señalar que estamos ante un hormigón especial que está excluido del ámbito de aplicación de la misma (Artículo 2 de la EHE-08).

El texto del P.P.T.P. indicaba que <<la docilidad del hormigón sería la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rellenas completamente los encofrados sin que se produjesen coqueas>> y <<el asiento medido en el cono de Abrams debía estar comprendido entre 9 y15 centímetros>>, aclarando que el Director de Obra podría pedir consistencia líquida o blanda si se requiriese.

Al ser un ambiente marino con una clase de exposición Qb se exigía garantizar que el hormigón fabricado y puesto en obra cumpliera el artículo 37.3.3 de la Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08 sobre impermeabilidad del hormigón.

En lo que respecta a la dosificación de estos HAD se imponían las siguientes limitaciones:

- a)El contenido mínimo de cemento por metro cúbico de hormigón sería de 320 kg en los hormigones en masa.
- c)En el caso de los bloques de 2,90 t/m³ se emplearía arena siderúrgica y/o de arena caliza a fin de garantizar dicho valor de densidad. Para el HAD densidad 2,75 t/m³ se exigía que la arena caliza no superase el 36% sobre el total de los áridos medidos en volumen.
- d)La cantidad total de agua debía ser tal que se cumpliera con una relación agua/cemento ≤ 0,50.
- e)El uso de reductores de agua de alta actividad (superfluidificantes) en la proporción que se determinase mediante ensayos era obligado.

En lo que respecta a las características de las materias primas se prescribía:

- a) Un cemento con adiciones resistentes a sulfatos III/B, IV/B o V/A de clase de resistencia 32,5 N según la UNE 83 303-1:2013 y la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos RC-08.
- b) Agua que cumpliera las condiciones señaladas en el artículo 27 de la Instrucción EHE y con un contenido de ion cloruro más limitativo ($\leq 0,5$ g/l)
- c) Los áridos calizos debían cumplir lo prescrito en la EHE, además de presentar un Desgaste de Los Angeles (UNE-EN 1097-2) igual o inferior a 35, un peso específico (UNE 7083) igual o superior de $2,65 \text{ g/cm}^3$ y un módulo de finura de la arena caliza o del conjunto de las arenas a emplear menor o igual a tres coma uno.
- d) La utilización de los áridos de origen siderúrgico se sometía a lo prescrito en el Decreto 34/2003, de 18 de febrero, del Departamento de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente, por el que se regula la valorización y posterior utilización de escorias procedentes de la fabricación de acero en hornos de arco eléctrico, en el ámbito de la Comunidad Autónoma del País Vasco. Debían cumplir lo especificado en la EHE, con un Desgaste de Los Angeles igual o inferior a 35, un peso específico (UNE-EN 1097-6:2001) igual o superior a $3,45 \text{ g/cm}^3$ y un tamaño máximo igual o inferior a 20 mm. En cuanto a la expansividad se exigía la realización del ensayo de expansividad UNE-EN 1744-1 a 24 horas y 168 horas, siendo potestad del Director de la Obra exigir ensayos alternativos y/o complementarios.
- e) Los aditivos debían ser superfluidificantes, reductores de agua de alta actividad que garantizaran el cumplimiento de la relación agua / cemento prevista en este Pliego y cumplieran la normativa UNE, UNE-EN o ASTM.

3.- MATERIAS PRIMAS EMPLEADAS

3.1.- Áridos siderúrgicos procedentes de la valorización de la escoria de horno eléctrico (EAFS)

La Propiedad decidió utilizar los áridos siderúrgicos que la empresa Transportes Bombín S.A. viene comercializando en Euskadi, con la pertinente autorización administrativa para realizar la valorización de escorias procedente de acería de horno eléctrico. Esta empresa disponía de experiencia en el suministro de este material a otras obras públicas realizadas en la comunidad autónoma del país Vasco.

Los áridos disponían de certificado de marcado CE emitido por Bureau Veritas para uso en hormigón conforme a UNE-EN 12620 y sólo para las fracciones 0/4, 6/12 y 11/22, lo que condicionaba el diseño de la mezcla y obligaba a admitir finalmente un tamaño máximo ligeramente superior al prescrito en el P.P.T.P. Otra limitación venía dada por la arena siderúrgica, que era bastante gruesa, con un bajo porcentaje de finos y un módulo de finura superior al deseable por cuestiones de trabajabilidad y reducción de la exudación.

Los áridos siderúrgicos procedentes de la escoria negra de horno eléctrico (EAFS), un subproducto obtenido tras el fundido de la chatarra en las acerías, contienen esencialmente hierro, sílice y calcio, y además pueden presentar componentes expansivos como el óxido

de calcio CaO y el de magnesio, MgO (magnesia), por lo que antes de su uso es imprescindible verificar su estabilidad mediante los preceptivos ensayos comentados en el punto anterior.

La realización de estos ensayos de expansividad conforme al P.P.T.P. suponía una demora en la validación de estos áridos, debido a la baja disponibilidad de equipos para realizarlos. Para agilizar la ejecución de los trabajos, la Asistencia Técnica propuso emplear como método de cribado la fluorescencia de rayos X (XRF), una técnica analítica que permite determinar estos compuestos potencialmente peligrosos con agilidad y precisión.

En cuanto a las densidades, el valor calculado de la densidad aparente de la mezcla de áridos siderúrgicos era superior a $3,45 \text{ g/cm}^3$, si bien no todos los valores individuales de cada fracción alcanzaban este valor y en ningún caso la densidad sobre superficie seca saturada superaba este límite.

3.2.- Resto de materiales componentes

Las materias primas utilizadas por Hormigones y Minas en la fabricación y suministro del hormigón a la Obra fueron las que seguidamente se detallan.

Cemento: i.work BRAVO 32,5 N/SR un cemento compuesto CEM V/A 32,5 N y V/A (S-N) 32,5 N/SRC UNE 80303-1, elegido por su alta resistencia química a los sulfatos, resistencias mecánicas medias y endurecimiento normal.

Agua: el agua utilizada cumplía las prescripciones de la EHE-08, además de la específica del P.P.T.P. para el contenido de ion cloruro, $0,01 < 0,5 \text{ g/l}$.

Arena: a fin de cumplir con la prescripción de un módulo de finura de la arena caliza o del conjunto de las arenas naturales a emplear menor o igual a tres coma uno, y tratar de compensar las deficiencias en finos de la arena siderúrgica, se emplearon dos arenas naturales:

- Una arena caliza 0/4 procedente de la cantera de Mañaria, una de las habitualmente empleadas por el Grupo Heidelberg con Mf en torno a 3,25
- Una arena silíceo 0/1 procedente de Araba con Mf próximo a 0,75

Aditivos: se utilizaron productos de la casa Basf, elegidos para lograr una consistencia fluida con $a/c \leq 0,50$, mejorar la trabajabilidad y la reología, reducir la viscosidad y minimizar la exudación del hormigón con árido siderúrgico de horno eléctrico.

4.- ENSAYOS DE CONTROL

4.1.- Áridos siderúrgicos EAFS

Los resultados de los análisis realizados mostraron que el árido era conforme para uso en hormigón en masa de acuerdo a las prescripciones que se solicitaban

En cuanto a la estabilidad de los mismos, se realizaron los ensayos de fluorescencia de rayos X (XRF) y de expansividad UNE-EN 1744-1 a 24 horas y 168 horas, y se verificó que los áridos siderúrgicos empleados eran estables.

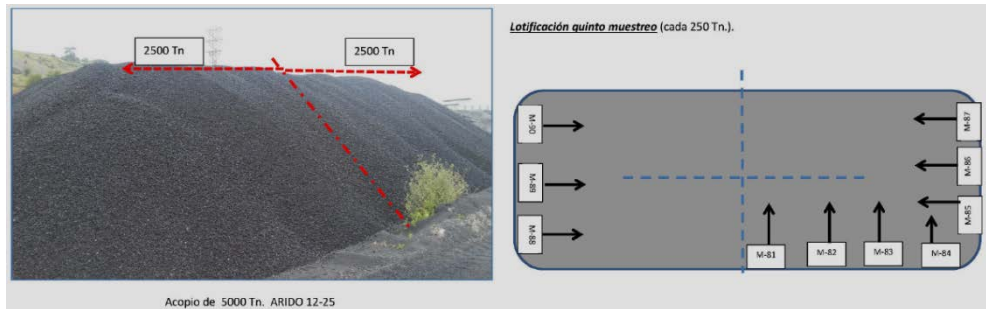


Figura 2. Acopio de árido siderúrgico y esquema de lotificación. Fuente: Euskontrol

Las granulometrías de los áridos variaron notablemente a lo largo del suministro a la obra, como ejemplo en la figura 3 pueden observarse las primeras y las últimas empleadas.

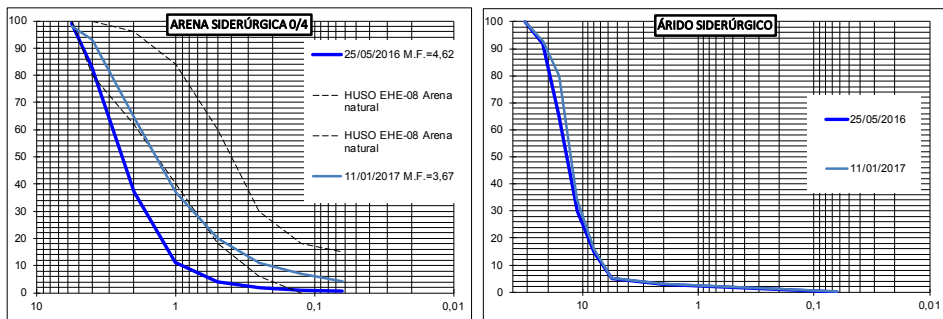


Figura 3. Ejemplos de variación en las granulometrías iniciales y finales

En lo que respecta a las absorciones y densidades de las distintas fracciones, se comprobó que variaban a lo largo del suministro, evidenciándose que en los acopios de 5.000Tm llegaban a existir diferencias relativamente significativas, como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Ejemplos de variación en la absorción y densidad del árido siderúrgico

	<i>Chequeos en acopios</i>				
	<i>Muestreo</i>	<i>Acta</i>	<i>a(%)</i>	<i>d_a</i>	<i>d_{s.s.s.}</i>
<i>Arena</i>	25.05.16	08.06.16	2,86	3,60	3,35
	20.12.16	29.12.16	2,80	3,64	3,39
<i>Árido 12/25</i>					
	25.05.16	08.08.16	1,6	3,38	3,26
M-81	20.12.16	26.12.16	1,7	3,45	3,31
M-89	20.12.16	26.12.16	1,5	3,38	3,21

4.2.- Resto de materiales componentes

Se realizó el control de cemento, agua, arenas naturales y aditivos prescrito en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, verificando que disponían de los preceptivos marcados CE, que sus características eran conformes con lo especificado, presentando variaciones admisibles para la fabricación de hormigones de calidad.

4.3.- Ensayos de hormigón

Para evaluar las características del hormigón HAD de consistencia, densidad, resistencia y penetración al agua, se utilizaron las normas habitualmente empleadas en los hormigones convencionales, que están prescritas por la Instrucción de Hormigón EHE-08. Se realizaron ensayos previos y característicos, de producción y de recepción.

También se realizaron otros ensayos a fin de contrastar la calidad del hormigón ya colocado en los bloques, como fueron: el pesaje de los bloques construidos con HAD para verificar la resistencia, la extracción de algunos testigos para contrastar los datos de resistencia real con los de las probetas enmoldadas y para verificar que no estaban afectados por una segregación indeseada en los puntos inferiores de los bloques, o ensayos de comportamiento resistente mediante caída de bloques desde determinada distancia.

Los numerosos ensayos realizados tanto en control de producción como en el control de recepción de obra, mostraron que a pesar de las fluctuaciones detectadas en algunas de las cualidades del hormigón fresco, el hormigón suministrado cumplía satisfactoriamente con los requisitos solicitados, por lo que todos los datos se colocaron en el espaldón del puerto de Bermeo.

5.- DIFERENCIAS EN LA FABRICACIÓN, SUMINISTRO Y PUESTA EN OBRA DE UN HORMIGÓN HAD CON ÁRIDO SIDERÚRGICO DE ACERÍA DE HORNO ELÉCTRICO.

Aproximadamente un volumen de unos 14.000m³ de hormigón HAD con árido siderúrgico de acería de horno eléctrico, fue fabricado en la central de hormigón premezclado del Grupo HeidelbergCement sita en Gernika, en amasadora de doble eje horizontal. Fue suministrado en amasadoras móviles a la Obra de “Reparación del espaldón del dique de

Hormigón de alta densidad: una excelente solución para obras marítimas

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

abrigo de Bermeo”, localizada a unos 10 km del lugar de punto de destino en la Obra y a unos 20 minutos en tiempo de camión hormigonera. Los trabajos de puesta en obra de este hormigón HAD fueron realizados por Ute Espaldón.

En las diferentes etapas que intervinieron en el suministro de este tipo de hormigón HAD, se observaron diferencias respecto a los hormigones convencionales. La angulosidad, la textura superficial rugosa y cavernosa, la elevada absorción, la mayor densidad y la fricción interna de los áridos siderúrgicos, la falta de finos en la arena siderúrgica y la alta densidad del HAD (especialmente en el caso de $2,9 \text{ g/cm}^3$), favorecen la tendencia a la segregación, la exudación y el retraso en el fraguado de este tipo de hormigón, hándicaps que requieren de un esfuerzo extra para lograr el esperado resultado final.

Hay que resaltar que si bien es importante la adecuada dosificación y fabricación de este hormigón especial, aún lo es más adaptar el proceso de puesta en obra, desmoldado y curado del mismo, pues el peligro de disgregación y exudación es mayor cuanto más grueso es el árido, más discontinua es su granulometría y más pesado es el mismo, y el de fisuración se potencia cuando se trata de elementos prefabricados de hormigón en masa de volumen considerable, fabricado con áridos siderúrgicos y ejecutados a la intemperie.

5.1.- Suministro, recepción y almacenamiento del árido siderúrgico de acería de horno eléctrico

Previamente a su empleo es imprescindible comprobar la estabilidad de este árido siderúrgico procedente de la valorización de la escoria negra de horno eléctrico (EAFS), lo que supone la realización de ensayos específicos que no han de hacerse a los áridos convencionales. Para ello se deben lotificar en volúmenes razonables, e identificar adecuadamente para lograr la total trazabilidad.

Se debe acotar la variación permitida en la granulometría y la densidad de los áridos siderúrgicos, a fin de garantizar una mayor homogeneidad en los mismos, siendo necesario extremar las medidas de remezclado en la carga del material por el suministrador, ya que su elevada densidad favorece la segregación del material en los acopios.

El mayor porcentaje de absorción de este material aconseja humectar previamente el árido siderúrgico para evitar una rápida pérdida de la consistencia del hormigón. La calibración de las sondas de humedad debe intensificarse, contrastando los valores con ensayos manuales, ya que las sondas pierden efectividad con este tipo de material. El mantenimiento de los equipos destinados al almacenaje y manipulación del árido siderúrgico EAFS se incrementa por un envejecimiento prematuro. La capacidad de almacenaje y la fabricación simultánea de otros tipos de hormigón en la planta queda comprometida, ya que habrá tolvas destinadas sólo a árido siderúrgico.

5.2.- Dosificación, amasado y transporte a obra

Los ensayos previos y característicos son imprescindibles, así como los reajustes cuando hay variaciones en la calidad de los áridos. La resistencia y la penetración al agua suelen ser menos limitativas que la densidad.

El amasado debe realizarse en amasadora fija para minimizar la segregación. Tanto la capacidad de carga como la de transporte se reducen considerablemente por problemas de peso. Además del efecto de la mayor fricción con el consiguiente desgaste de los elementos, se producen sobrepresiones en los sistemas hidráulicos debido a la gran inercia de la masa al movimiento. Todo ello requiere mayores trabajos de mantenimiento y disminuye la vida útil de los equipos.

5.3.- Recepción, vertido, compactación, desencofrado y curado.

La inspección en la recepción del producto debe intensificarse, para detectar y evitar la descarga de suministros de hormigón HAD que presenten segregación. La consistencia puede ser más rígida que la de un hormigón convencional a igualdad de cono.

En el proceso de vertido es fundamental reducir la altura de caída libre y una descarga lo más cercana posible a su posición final con un mínimo de vibración, evitando que los áridos reboten en las paredes de los encofrados, pues el peligro de disgregación es mayor cuanto más grueso es el árido, más discontinua es su granulometría y más pesado es el mismo. Si se descarga con cubilote se debe reducir el volumen cargado en el mismo como medida de seguridad. La angulosidad de los áridos incrementa el riesgo de bloqueo durante el bombeo, por lo que conviene hacer pruebas de bombeo y adoptar precauciones de seguridad.

Los moldes o encofrados deben reforzarse para soportar la presión de este hormigón pesado y evitar pérdidas de lechada por sus juntas. El peso es mayor, el tiempo de fraguado se retrasa, y no debe desencofrarse hasta alcanzar la resistencia suficiente para que el elemento aguante su propio peso, lo que afecta al ritmo de rotación de encofrados y a la planificación de los trabajos.

Deben usarse vibradores internos, en el caso de bloques se aconsejan automáticos y con acople de varias unidades. No deben usarse para transportar el hormigón lateralmente, y la profundidad de inserción entre capas y la distancia entre puntos debe ser muy cuidada.

Los equipos utilizados también necesitarán más mantenimiento y reducirán su vida útil.

Las operaciones de acabado no deben comenzar hasta que el agua superficial exudada haya desaparecido. Se debe mantener la temperatura y humedad necesaria para el endurecimiento del hormigón del bloque. La temperatura de la masa de los bloques ha de controlarse y el procedimiento de curado adecuarse a este tipo de hormigón en masa.

5.4.- Control del producto y control de ejecución

La eficacia de los procedimientos habituales de control se ve considerablemente reducida debido a la alta fricción interna y a la propia reología de este tipo de hormigón, lo que distorsiona el ensayo de consistencia en cono de Abrams y dificulta notablemente tareas tan simples como el picado de las probetas de hormigón, afectando a cualquier determinación realizada en base a las mismas.

Hormigón de alta densidad: una excelente solución para obras marítimas

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Además del control de la densidad en fresco, los cubos de hormigón HAD deben pesarse una vez endurecido el hormigón. La densidad en fresco es sólo una referencia, ya que el volumen utilizado para su análisis y el procedimiento de compactación difieren notablemente de los realmente empleados en el dado ejecutado en la obra.

Se deben intensificar los controles de recepción y de los trabajos de ejecución en obra para asegurar un adecuado resultado.

6.- CONCLUSIONES

El árido siderúrgico procedente de las acerías de horno eléctrico, posee una elevada dureza, una gran resistencia al desgaste y un mayor peso, pero también una alta absorción, una textura superficial áspera, formas angulares y un bajo contenido en finos. Estas peculiaridades aportan ventajas para determinadas aplicaciones, pero también supone que la manipulación de estos áridos por sí solos o mezclados en un hormigón sea muy diferente a la de un hormigón convencional, lo que a su vez implica un mayor esfuerzo en cuestiones logísticas, tanto en aspectos materiales como en mano de obra en planta y en obra, provoca un envejecimiento prematuro de todos los equipos utilizados, y ocasiona mayores costos de fabricación y puesta en obra que un hormigón convencional. Todo ello debe ser considerado a la hora de hacer un correcto balance sobre su posible uso en hormigón.

Las variaciones en la granulometría de los áridos siderúrgicos y en sus densidades deben limitarse, estableciendo requisitos previos al suministro, a fin de reducir las fluctuaciones en las cualidades del hormigón fresco. Para muy alta densidad, se debe valorar además la prescripción de arenas siderúrgicas con alto contenidos en finos.

Deberían investigarse métodos de ensayo específicos para estos materiales, ya que la fricción interna entre partículas y la reología de los hormigones HAD con árido siderúrgico EAFS distorsiona los resultados de los ensayos basados en métodos tradicionales.

REFERENCIAS

- [1] ACI 304R-00, 'Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete'
- [2] ACI 211.1-91, 'Standard Practice for Selecting Proportions for normal, Heavyweight, and Mass Concrete'
- [3] García-Mochales, José Luis, 'Utilización de áridos siderúrgicos en obras por la autoridad portuaria de Bilbao' (Departamento Construcción APB, Bilbao 2016)
- [4] J. Manso y S. Setién, 'Investigación de nuevos usos de las escorias de horno eléctrico de arco (EAF). La oportunidad de los hormigones', *Hormigón y Acero* **241** (2006) 51-57
- [5] Álvarez Paz, Manel, 'Consideraciones de diseño en relación al hormigón pesado' (E.T.S. d'Enginyers de Camins, Canals i Ports , Barcelona 2007)

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Hormigón ligero estructural con áridos reciclados

Francisco J. Benito ⁽¹⁾, Isabel Miñano ⁽¹⁾, Carlos J. Parra ⁽¹⁾, Jesús Alcaraz ⁽¹⁾ y Pilar Hidalgo ⁽²⁾

⁽¹⁾ Grupo de Ciencia y Tecnología Avanzada de la Construcción (CTAC). Departamento de Arquitectura y Tecnología de la Edificación / Universidad Politécnica de Cartagena, España.

⁽²⁾ Departamento de Calidad y Medio Ambiente, Cementos La Cruz, S.L., Abanilla (Murcia), España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5614>

RESUMEN

La investigación propone la reutilización de residuos industriales (plástico y corcho) nanomoléculas de sílice y adiciones activas (cenizas volantes), para la fabricación de hormigones estructurales ligeros, cumpliendo con los estándares de resistencia y durabilidad requeridos en la normativa española asociada a este tipo de productos.

La consecución de todas las fases de esta investigación ha pretendido profundizar en el conocimiento y puesta en práctica en laboratorio e implantación industrial de hormigones de altas resistencias y ligero para uso estructural con subproductos industriales.

La menor densidad de los hormigones diseñados (ECOHUL) y su alta durabilidad lo hacen idóneos para su utilización en zonas sísmicas. La utilización de áridos ligeros reciclados varía sustancialmente la densidad de los hormigones y sus resistencias a compresión (de forma prácticamente lineal). Sin embargo, y de forma muy positiva, se ha constatado que las dosificaciones adoptadas, con y sin residuos, se han comportado de forma similar en los ensayos de durabilidad: cloruros, carbonatación y absorción capilar.

PALABRAS CLAVE. Hormigón ligero, Altas prestaciones, Residuo industrial.

1.- INTRODUCCIÓN

El medio ambiente necesita de nuevas soluciones sostenibles que reduzcan el excesivo consumo de recursos naturales y la contaminación del mismo, a través de la incorporación y revalorización de los desechos industriales, que a día de hoy carecen de poco valor añadido. El sector de la construcción aporta impactos ambientales negativos, tales como un consumo excesivo de recursos naturales no renovables. Por ello la industria del hormigón, y en especial Cementos La Cruz S.L., cada vez más concienciada con estos aspectos medioambientales, tiende a disminuir el alto consumo de recursos naturales con la reutilización de desechos industriales, a través del diseño de unos nuevos hormigones más sostenibles y respetuosos con el medio ambiente. Para ello, se diseñó y planificó una amplia

campana experimenta basada en conseguir innovar en el campo de los hormigones reciclados estructurales ligeros y más respetuosos con el medio ambiente.

2.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

La Figura 1 muestra la composición química y la distribución del tamaño de las partículas (análisis granulométrico) de la ceniza volantes y del cemento CEM I 52,5 R de la empresa Cementos La Cruz, S.L. (Murcia), obtenida por fluorescencia de rayos X y por granulometría laser (Mastersizer 2000).

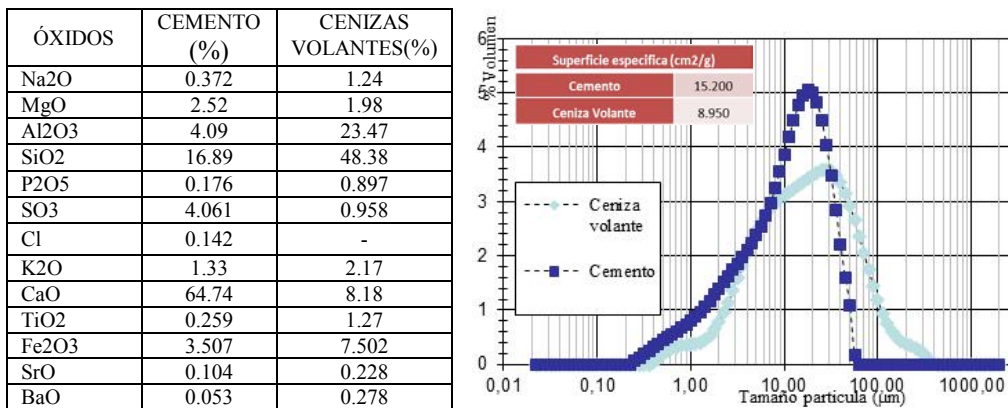


Figura 1. Composición química de los componentes mayoritarios. Análisis granulométrico laser y superficie específica de las partículas cementante

Los análisis mineralógicos se hicieron mediante difracción de rayos X (DRX), esto nos permite conocer la estructura atómica, siendo está una característica fundamental que define las propiedades cementantes. Las cenizas volantes están compuestas en su mayor parte de materia mineral (65%) en forma de partículas fundamentalmente vítreas con una pequeña proporción de fase cristalina (35%). Mientras que el cemento esta compuestas en su mayor parte de materia mineral básicamente cristalino (entre 70-90%). Los minerales más importantes encontrados en las cenizas volantes y el cemento son la: mullita, sílice, aluminatos cálcicos, anhidrita y óxido de calcio libre.

El ensayo de granulometría (UNE EN 933-1:2012) de los áridos empleado en la investigación, se muestra en la Fig. 2. Además de áridos de corcho, se utilizó un granulo en base de propileno (PP) recuperado (Alfafil), reforzado con un 40% de carbonato cálcico ultrafino.

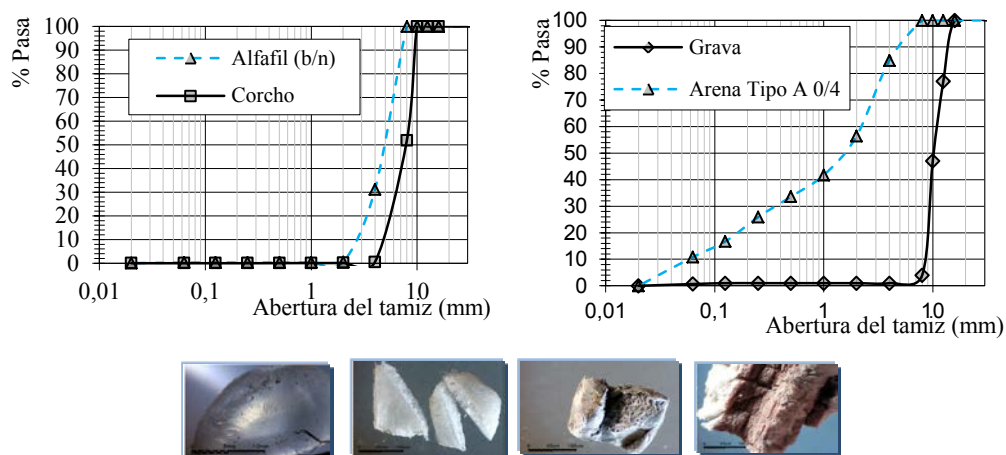


Figura 2. Curva granulométrica de los diferentes áridos empleados y micrografía a diferentes escalas del árido Alfafil y gránulo de corcho

En todas las dosificaciones se ha incorporado árido fino calizo de machaqueo de fracción granulométrica 0-4 y árido grueso de fracción 4-10 mm. Estos áridos son sustituidos en parte por gránulos de corcho y Alfafil de fracción granulométrica similar. A todos los hormigones se le añade un aditivo superplastificante (MasterGlenium ACE 459 BASF) y nanosílice (MasterRoc MS 685 BASF).

Las mezclas se efectuaron en laboratorio con una relación agua/ material cementante que se mantuvo constantes en 0,25. La mezcla HP550 y ECOHUL550 posteriormente fue replicada a nivel industrial (I).

Tabla 1. Dosificaciones estudiadas

	DOSIFICACIÓN								
	Agua l	Cemento kg	CV kg	NanoSiO ₂ l	Arena (0-4) kg	Grava kg	SP l	Alfafil kg	Corcho kg
HP550	160	550	130	14	1015,16	507,58	11,00		
HP700	180	700	70	14	927,19	463,6	11,75		
ECOHUL700	180	700	70	14	593,39	129,82	11,5	189,49	19,77
ECOHUL550	160	550	130	14	646,94	142,7	11,00	206,16	21,5

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El programa de ensayos establecido evalúa la influencia de diferentes niveles de sustitución de árido natural por diferentes subproductos en dos hormigones de alta resistencia y dos hormigones estructurales ligero en estado endurecido, frente a las propiedades mecánicas y a la durabilidad. Por último, y como fase final de la investigación, con los resultados con mejores expectativas de ser comercializados se han desarrollado las pruebas industriales consistente en fabricar unas viguetas estructurales de 2 metros de longitud.



Figura 3. Pruebas industriales en la planta de Hormicruz S.L. (Murcia)

3.1.- ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EN ESTADO ENDURECIDO

3.1.1.- Resistencia a compresión y densidad

El ensayo de resistencia a compresión se realizó según rige la norma UNE- EN: 12390-2, a la edad de 7, 28 y 90 días y la densidad según UNE- EN: 12390-7:2009.

Tabla 2. Resistencia media a compresión a la edad de 7, 28 y 90 días

	7 días	28 días	90 días
HP 550	71,5	84,9	97,7
HP 700	74,6	89,5	106,9
ECOHUL 550	26,7	27,6	30,2
ECOHUL 700	27,5	29,5	33,8
ECOHUL 550 (I)	21,1	22,6	23,1
HP 550 (I)	71,5	80,4	87,2

Se define como hormigón ligero estructural aquel hormigón de estructura cerrada, cuya densidad aparente, medida en condición de seco hasta peso constante, es inferior a 2.000 kg/m³, pero superior a 1.200 kg/m³ y que contiene una cierta proporción de árido ligero, tanto natural como artificial [Anejo 16, EHE-08]. En este sentido, en la Fig. 4 se representan los hormigones analizados, junto con resultados de ensayos previos y a investigaciones de otros autores, remarcando la zona delimita para hormigón ligero estructural.

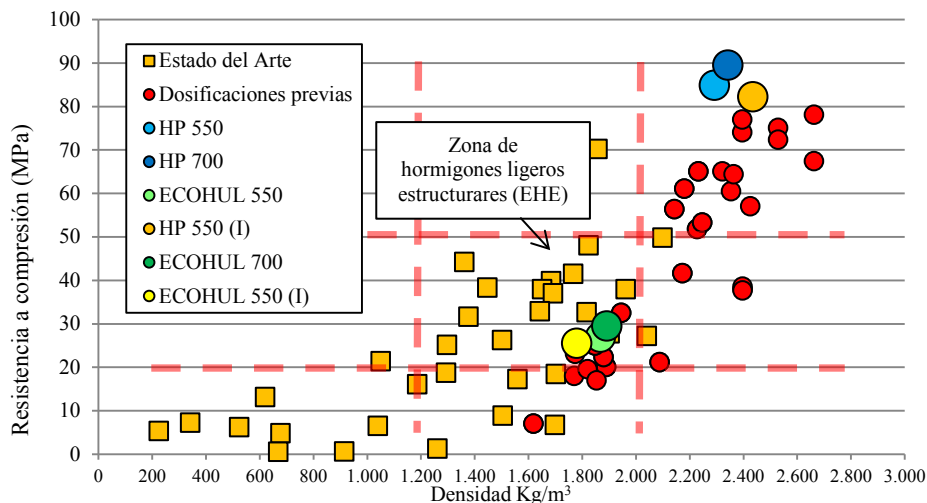


Figura 4. Resistencia media a compresión a 28 días en relación con la densidad

La menor resistencia de los ECOHUL es debido principalmente a la baja unión entre la superficie del Alfil y el corcho a la pasta de cemento. En las microfografías (Fig. 5) todos los ECOHUL la matriz presenta microfisuras en torno a los gránulos de corcho, lo que reduce sustancialmente la resistencia a compresión.



Figura 5. Micrografía de la unión Alfil-pasta de cemento y del corcho-pasta de cemento

3.1.2- Resistencia a flexión de vigas

Con el objeto de comprobar el comportamiento estructural de los hormigones realizados, se han fabricado vigas con el hormigón de las pruebas industriales HP550 (I) y ECOHUL550 (I). Se realiza un ensayo de 4 puntos aplicando la carga en el tercio central de forma que se someta la viga a flexión pura. La viga tiene una sección de 200x100 mm², una longitud total

de 2,00 m y una longitud entre puntos de apoyo de 1,8 m. La sección tiene una armadura interior formada por 3 barras de diámetro 12 mm y una armadura superior de 2 barras de diámetro 12 mm de acero B500SD. Se ensayan dos vigas por amasada a la edad 60 días.

Los resultados de la rotura de las vigas muestran una rotura clara en dominio 2 con plastificación de la armadura previamente a la rotura. La gráfica fuerza-desplazamiento (Fig. 6) muestra una primera zona lineal hasta el acañamiento mecánico de la armadura en torno a una carga de 10 kN, posteriormente el comportamiento sigue siendo lineal, pero con una pendiente diferente hasta alcanzar la carga de rotura. La carga de rotura es similar en ambos hormigones (87,71 kN y 87,45 kN). No obstante, se aprecia que la viga fabricada con ECOHUL tiene un peor comportamiento a cortante, lo que provoca que el mecanismo arco se active antes que en las vigas realizadas con hormigón HP550 (Fig. 6).

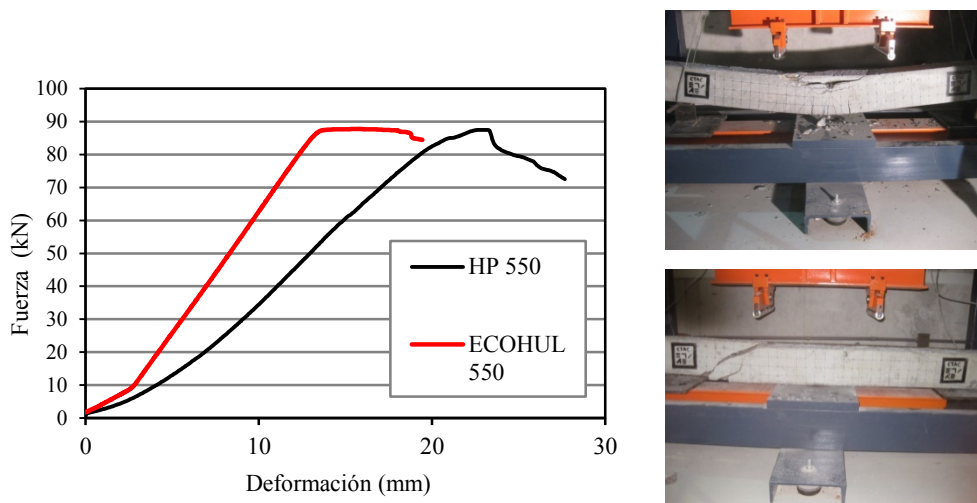


Figura 6. Relación carga aplicada deformación en centro de vano. Vigas ensayadas a flexión ECOHUL (arriba) y con HP 550 (abajo)

3.2.- ESTUDIO DE LA DURABILIDAD

3.2.1.- Porosimetría de intrusión de mercurio

El ensayo se realizó a la edad de 60 días según la especificación ASTM D4404-84-2004, validado por la literatura técnica para la caracterización del hormigón. En la Figura 7 se muestra la distribución por tamaño de la porosidad.

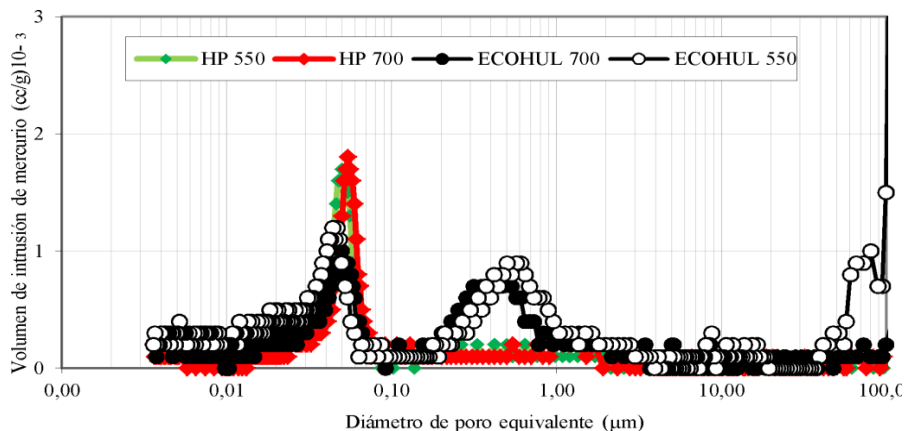


Figura 7. Distribución por tamaño de la porosidad

En todos los hormigones, la distribución de volumen de los poros sigue un patrón similar, cada curva tiene dos picos: uno alrededor de tamaños de poro de 90 μm y otro, mucho más pronunciado, alrededor de tamaños 0,05 μm y para el caso especial de los ECOHUL, con corcho en su interior, se destaca un tercer pico en las 100 μm originado por la propia estructura porosa del corcho, con grandes poros. Además, la mayor porosidad de los ECOHUL es claramente influida por la alta porosidad del corcho. El HP550 claramente tiene una porosidad más fina que el HP700, desplazándose la curva hacia izquierda (Fig. 7) y a la vez tiene ligeramente una menor porosidad total [Tabla 4]. Ambos resultados concuerdan con los resultados mecánicos obtenidos. La menor porosidad del HP550 hace disminuir las diferencias mecánicas con el HP700.

Tabla 4. Porosidad de los hormigones por intrusión de mercurio

	<i>HP550</i>	<i>HP700</i>	<i>ECOHUL550</i>	<i>ECOHUL700</i>
Porosidad total (%)	9,831	10,012	17,763	11,846

3.2.2.- Absorción capilar

El ensayo se realiza según UNE 83982-08. Se observa un incremento de absorción capilar en el hormigón que contiene mayor cantidad de residuo plástico y corcho que en el hormigón de referencia con áridos de cantera [Albano et al. 2009]. La forma de los áridos reciclados y la unión interfacial árido-pasta formada es el mayor responsable de este comportamiento (Fig. 8).

Por ello, los ECOHUL550 con un contenido de ALFAFIL de 206.16 kg/m^3 , frente a los 189.49 kg/m^3 que contienen los ECOHUL700, presentan una mayor absorción capilar. Claramente se constata que el hormigón con una mayor absorción es el ECOHUL550 seguido del ECOHUL700. Esto es debido principalmente a los áridos ligeros utilizados de corcho (21,5 kg/m^3) que por su estructura porosa propia y por las fisuras que se crean en su

Hormigón ligero estructural con áridos reciclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

contacto con la matriz cementante, crean un camino para el paso del agua por capilaridad. En el ECOHUL700 ocurre algo similar por disponer en su mezcla el mismo árido ligero, pero al contar con más cantidad de cemento y menos contenido de Alfafil y corcho (contenido de corcho $19,77 \text{ kg/m}^3$), se ha generado una matriz cementante más densa e impermeables, lo que reduce su absorción por capilaridad frente al ECOHUL550.

En el caso de los hormigones de referencia (HP550 y HP700), su absorción es mucho menor que los ECOHUL, por no tener áridos ligeros como el corcho que facilitan la absorción. El HP550 es un 8,20% más absorbente que el HP700, por la mejora de la matriz cementante como se ha comentado para el ECOHUL 700, con un 14% de menos absorción que el ECOHUL 550 (Fig. 8).

La utilización de áridos ligeros reciclados hace a los hormigones de media un 54% más absorbentes (58% para los de 550 kg de cemento y un 50% para los 700 kg de cemento).

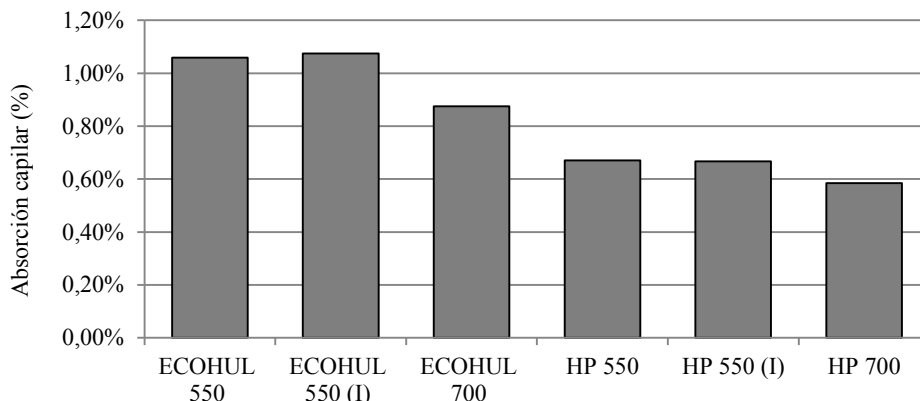


Figura 8. Absorción capilar de los hormigones analizados

3.2.3.- Resistencia a la penetración de agua a presión

El comportamiento de los hormigones, tanto mecánico como de su durabilidad, está condicionado mayoritariamente a las características de la microestructura de éste. Los hormigones con alta penetración o absorción de agua generalmente cuentan con alta porosidad y menor densidad de la matriz. En la Figura 9 se muestran los valores medios de ensayos realizados a 56 días.

Por lo general, en los hormigones, con el aumento de la porosidad (poros conectados, ensayo PIM) aumenta la penetración de agua bajo presión y disminuye la densidad de los mismos-

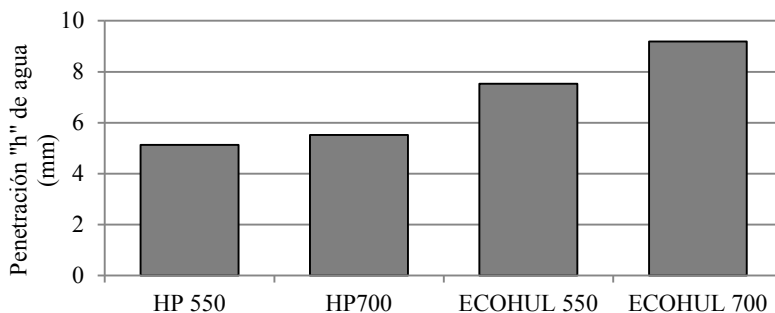


Figura 9. Resultados del ensayo de resistencia a la penetración de agua bajo presión a la edad de 56 días

3.2.4.- Profundidad de carbonatación acelerada (UNE EN 13295) y cloruros (AASHTO T259)

Si analizamos los resultados medios para cada hormigón [Tabla 6], se puede concluir con la baja penetración a la carbonatación, siendo nula en el HP700. En el HP550, con 150 kg menos de cemento por m³, el frente medio de carbonatación llega a los 2.9 mm. Para ambos ECOHUL la carbonatación penetra ligeramente algo más, posiblemente por sus áridos ligeros de corcho, con una gran porosidad abierta, pero son valores muy bajos para este ensayo, frente a otras investigaciones similares.

Tabla 6 Resultados de carbonatación acelerada y cloruros a 28 días

	Carbonatación media (mm)	Cloruros media (mm)	
		28 días	56 días
HP550	2.9	3.6	5.9
HP700	0.0	5.7	8.6
ECOHUL550	1.7	6.2	8.2
ECOHUL700	4.0	7.0	8.6

El refinamiento de la estructura porosa debido al empleo de adiciones puzolánicas y el uso de nanosílice, que provocan un efecto de microllenado, hace más tortuosa la matriz y mejora la durabilidad frente al ataque de cloruros, coincidiendo esto con los resultados obtenidos frente a la penetración a carbonatación. Esto significa un gran avance para aumentar la vida útil de las estructuras al darle mayor protección a sus armaduras.

4.- CONCLUSIONES

- La incorporación de áridos reciclados produce un descenso de la resistencia a compresión debido a la superficie más lisa y a su menor resistencia, empeorando la zona interfacial árido-pasta. La combinación Alfafil con corcho permite ajustar la

Hormigón ligero estructural con áridos reciclados

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

densidad y resistencia para cumplir con la EHE-2008 como hormigones ligeros estructurales.

- En todos los hormigones, la distribución de volumen de los poros obtenidos sigue un patrón similar. El HP550 tiene una menor porosidad total, pero es más fina que el HP 700. La menor porosidad del HP550 hace disminuir las diferencias mecánicas con el HP700.
- Los ECOHUL550, con un contenido de ALFAFIL de 206.16kg/m^3 , frente a los 189.49kg/m^3 que contienen los ECOHUL700, presentan una mayor absorción capilar. La utilización de áridos ligeros reciclados hace a los hormigones de media un 54% más absorbentes (58% para los de 550 kg de cemento y un 50% para los de 700 kg).
- Se diseñaron hormigones de muy alta durabilidad para diferentes aplicaciones estructurales. Ello permite alargar la vida útil de las estructuras y reducir la huella de carbono, sobre todo en los ECOHUL por los áridos reciclados utilizados.

AGRADECIMIENTOS

Proyecto CDTI-IDI-20130144 de la empresa Cementos La Cruz S.L. con la colaboración del Grupo de Investigación de Ciencia y Tecnología Avanzada de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cartagena. Nuestro agradecimiento a la empresa BASF y HORMICRUZ S.L. por su ayuda e interés.

REFERENCIAS

- [1] Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural, EHE-08, (Ministerio de Fomento, Madrid, 2008).
- [2] Albano, C., Hernández, M., Matheus, A. and Gutiérrez, A., 'Influence of content and particle size of waste pet bottles on concrete behaviour at different w/c ratios', *Waste Management* **29** (2009) 2707-2716.
- [3] Hewlett, P., 'Chemistry of cement and concrete', 4th Edn (New York, Butterworth Heinemann, 1988).
- [4] Lorca, P., 'Efecto de la adición de hidróxido cálcico sobre mezclas con alta sustitución de cemento por ceniza volante', Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Valencia. Dpto. Ing. Construcción y Proyectos de Ing. Civil (2014).
- [5] Kumar, R. and Bhattacharjee, B., 'Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete', *Cement and Concrete Research* **33** (2003) 155-164.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Influencia de los regímenes de expansión y curado en el comportamiento de hormigones expansivos autocompactantes y convencionales

José L. García Calvo ⁽¹⁾, Pedro Carballosa ⁽¹⁾ y David Revuelta ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, España.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.5693>

RESUMEN

En este trabajo se evalúa el comportamiento y las prestaciones de hormigones autocompactantes expansivos (HACEs), comparándolos con hormigones expansivos de consistencia blanda. En la fabricación de estos hormigones se han empleado dos tipos de agentes expansivos: tipo K, basado en la formación de etringita, y tipo G, basado en la formación de portlandita. Se han analizado las propiedades físico-mecánicas, microestructurales y el comportamiento expansivo de estos hormigones bajo distintas condiciones de restricción y de curado. Los resultados obtenidos muestran que es posible diseñar HACEs, incluso empleando elevados contenidos de agentes expansivos, si bien el empleo de filler calizo es más aconsejable que el de cenizas volantes, debido a que estas últimas pueden limitar la expansión generada. Además, las condiciones de curado y la composición del hormigón influyen en la reactividad de los agentes expansivos. Por otro lado, las condiciones de expansión (libre o restringida) influyen en la resistencia a compresión y la estructura porosa de los hormigones, así como en la morfología y composición química de los hidratos promotores de la expansión.

PALABRAS CLAVE: hormigón expansivo; condiciones de curado; condiciones de restricción; prestaciones; microestructura.

1.- INTRODUCCIÓN

Los hormigones expansivos, de uso cada vez más habitual en la construcción, se clasifican en función de la magnitud de su expansión en hormigones de retracción compensada, de aplicación principal en la ejecución de elementos superficiales tipo losas y pavimentos con objeto de disminuir o eliminar la fisuración y limitar el número de juntas, y hormigones pretensados químicamente, de aplicación en sistemas de tubos rellenos de hormigón para mejorar la respuesta estructural y facilitar la puesta en obra [1]. La metodología más empleada para su fabricación implica la utilización de agentes expansivos de carácter hidráulico que inducen un incremento del volumen del hormigón tras el fraguado durante

las fases iniciales del endurecimiento, dado que promueven la formación de una mayor proporción de ciertos hidratos. El comportamiento mecánico y expansivo de estos hormigones va a depender de diversos factores, unos asociados a la propia composición del hormigón (tipo de cemento, tipo y dosis de agente expansivo, etc.), y otros relativos a las condiciones de curado y de restricción de los elementos de hormigón fabricados [2-4].

En este trabajo se han diseñado hormigones expansivos mediante el empleo de dos tipos de agentes expansivos: tipo-K, basados en la formación de etringita, y tipo G, basados en la formación de portlandita. En ambos casos las condiciones de curado van a influir en el régimen de expansión obtenido. Se han desarrollado hormigones autocompactantes expansivos (HACE), puesto que presentan unas características idóneas para ciertas aplicaciones como el relleno de tubos de acero, investigando la influencia del empleo de filler calizo o cenizas volantes para incrementar el contenido de finos de la mezcla. Los hormigones fabricados se han evaluado bajo diferentes condiciones de curado y de restricción de la expansión. Los resultados obtenidos se han comparado con los mostrados por un hormigón expansivo de consistencia blanda.

2.- EXPERIMENTAL

2.1.- Materiales y composiciones de hormigón empleadas

En este trabajo se han estudiado 6 dosificaciones de hormigones, expuestas en la Tabla 1. Los hormigones “C” hacen referencia al hormigón con consistencia blanda y los “A” a los autocompactantes. En estos últimos se ha incrementado el contenido en finos mediante la adición de cenizas volantes (mezclas AC) o de filler calizo (mezclas AF). Todos los hormigones se fabricaron con contenidos de cemento y relación agua/cemento (a/c) idénticos, dado que ambos parámetros modifican el comportamiento expansivo resultante.

Tabla 1. Composición de los hormigones empleados (kg/m³)

	<i>C-K</i>	<i>C-G</i>	<i>AC-K</i>	<i>AC-G</i>	<i>AF-K</i>	<i>AF-G</i>
Agua	195	195	195	195	195	195
CEM I 42,5R	385	385	385	385	385	385
Cenizas volantes	-	-	116	116	-	-
Filler calizo	-	-	-	-	116	116
Grava (12/20)	587	599	-	-	-	-
Gravilla (4/12)	376	383	654	669	667	682
Arena(0/4)	775	791	924	945	942	963
SP	-	-	5	5	5	5
AE-K	58	-	58	-	58	-
AE-G	-	19	-	19	-	19

En cada tipo de hormigón se emplearon dos tipos de agentes expansivos: tipo K y tipo G. En el primer caso se adicionó en un 15% y en el segundo en un 5% en peso de cemento,

debido a resultados previos en los que el agente tipo G promovía una mayor expansión bajo condiciones de curado en ausencia de agua [4].

2.2.- Procedimiento experimental

Las propiedades de los hormigones en el estado fresco se caracterizaron midiendo la consistencia [5] o el escurrimiento y la capacidad de paso a través del anillo japonés [6,7], la densidad [8] y el contenido en aire [9]. Además, se fabricaron probetas cilíndricas de 100x200 mm para analizar la resistencia a compresión a 7, 28 y 90 días [10] y de dimensiones 75x150mm para analizar su microestructura mediante MIP y BSEM, empleando dos tipos de curado: bajo agua a 20±2°C o manteniendo las probetas en sus moldes y tapadas con film a 20±2°C. Además, se fabricaron probetas prismáticas de dimensiones 254x76x76mm para la determinación de la expansión uniaxial restringida [11], sometiénolas a tres tipos de curados distintos: bajo agua a 20±2°C, envueltas en film a 20±2°C y a 50±5%HR y 20±2°C.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Características de los hormigones en el estado fresco

La Tabla 2 muestra las propiedades del estado fresco de las 6 mezclas de hormigón. Se observa que las mezclas con agente expansivo tipo K presentan una fluidez ligeramente inferior que las fabricadas con el tipo G, lo cual puede deberse simplemente al mayor contenido de agente expansivo empleado del primero. La mayor diferencia detectada entre los HACE y los hormigones de consistencia blanda está en el mayor contenido en aire de los primeros. De hecho, en los HACE se detectaban pequeñas burbujas de aire que podrían formarse por la acción conjunta del agente expansivo y el superplastificante. De cualquier modo, los datos de densidad entre los hormigones C y los autocompactantes son bastante similares, ligeramente superior en los primeros para ambos tipos de agente expansivo.

Tabla 2. Propiedades del estado fresco de los hormigones fabricados

	<i>C-K</i>	<i>C-G</i>	<i>AC-K</i>	<i>AC-G</i>	<i>AF-K</i>	<i>AF-G</i>
Consistencia (mm)	60	80	-	-	-	-
Escurrecimiento (mm)	-	-	570	650	550	690
Anillo-J (mm)	-	-	520	620	510	650
Densidad (kg/m ³)	2,33	2,36	2,19	2,20	2,21	2,19
Contenido en aire (%)	2,5	2,1	2,8	3,0	2,9	3,1

3.2.- Propiedades físico-mecánicas de los hormigones expansivos fabricados.

La evolución de la resistencia a compresión de los hormigones se muestra en la Fig.1. En el caso de las probetas curadas bajo agua, la resistencia a compresión de los hormigones fabricados con agente tipo G es mayor que la fabricada con el tipo K, lo cual está ligado al mayor grado de expansión bajo agua obtenido en el segundo caso, debido al mayor

contenido de agente utilizado (ver sección 3.3). Este mayor grado de expansión puede llevar asociada la formación de microfisuras en el interior del hormigón que disminuyan su resistencia a compresión. En el caso de las probetas curadas en su propio molde y envueltas en film, donde la expansión está restringida, ocurre lo contrario, el mayor valor lo alcanzan los hormigones con agente expansivo tipo K. Esto concuerda con la mayor expansión generada en estos hormigones dada la mayor dosis de agente expansivo empleada (ver sección 3.3). Esta mayor expansión, asociada a la mayor formación de hidratos (etringita), promueve la disminución de la porosidad total del material, generando el aumento de resistencias mecánicas observado, tal como se describe a continuación. De hecho, la resistencia a compresión a 28 días es siempre superior en las muestras curadas en sus moldes que en las curadas bajo agua.

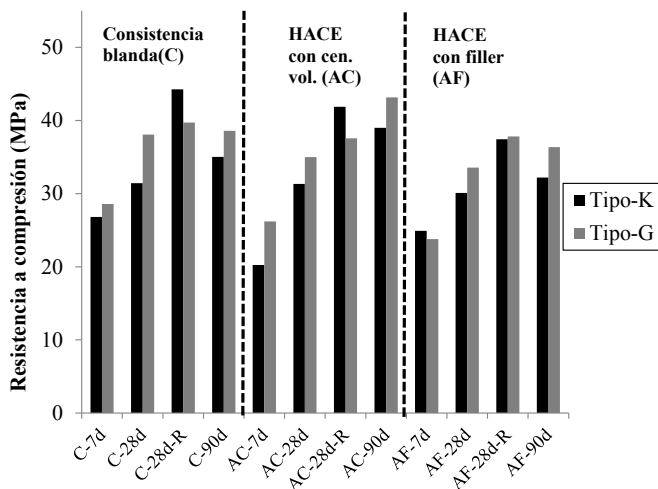


Figura 1. Evolución de la resistencia a compresión de los hormigones fabricados. R: probetas curadas en su propio molde (expansión restringida).

Por tanto, los resultados de resistencia a compresión pueden relacionarse con la estructura porosa de dichos hormigones. En la Tabla 3 se muestra la porosidad total medida tras 2 y 28 días de curado y en la Fig.2 la distribución del tamaño de poro tras 28 días de curado.

Tabla 3. Porosidad total de los hormigones fabricados a 2 y 28 días

Porosidad total (%)		C-K	C-G	AC-K	AC-G	AF-K	AF-G
Expansión libre	2 días	18,8	17,4	19,1	20,4	19,0	20,8
	28 días	13,0	13,3	14,7	16,2	15,4	16,0
Expansión restringida	2 días	18,9	18,3	17,7	20,5	15,0	18,8
	28 días	12,0	10,7	13,1	15,3	13,8	9,1

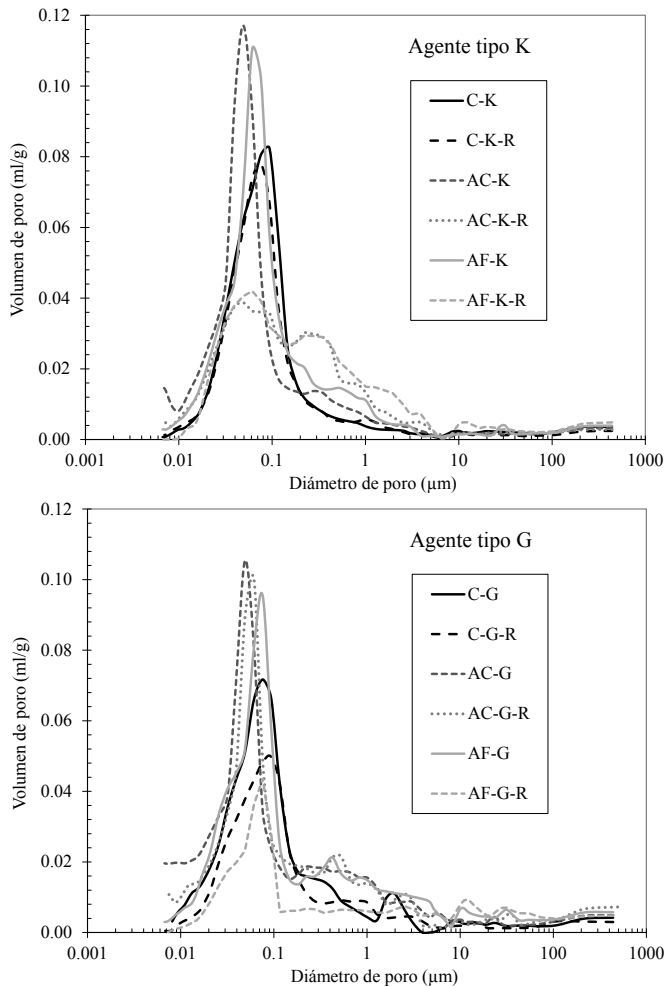


Figura 2. Distribución del tamaño de poro tras 28 días de curado. Arriba: hormigones con agente tipo K; abajo: horm. con agente tipo G. R: probetas curadas en su propio molde (expansión restringida).

A los dos días, cuando los procesos de hidratación aún no están completos, no se aprecian diferencias entre los valores de porosidad obtenidos en condiciones de expansión libre o restringida para cada tipo de hormigón, excepto en el caso del HACE con filler calizo y agente tipo G. Este hecho vendría motivado por el efecto nucleante del filler calizo [12], que promueva una aceleración de la formación de portlandita. Este efecto se hace más evidente en las muestras no curadas bajo agua. Tras 28 días, la porosidad total de las muestras curadas dentro del molde (expansión restringida) es menor que la de las muestras curadas bajo agua, lo que concuerda con las resistencias a compresión obtenidas. Es muy destacable el descenso de porosidad total en la muestra AF-G curada en el molde con

respecto a la curada bajo agua, que de nuevo estaría explicado por el fuerte efecto nucleante del filler calizo, incrementando la formación de portlandita a partir del agente expansivo tipo G. En relación a la distribución del tamaño de poro, las muestras confinadas presentan una porosidad más refinada que las curadas bajo agua. Este último aspecto es especialmente destacable en las muestras con agente expansivo tipo K, dada la elevada dosis utilizada (15%).

3.3.- Comportamiento expansivo de los hormigones fabricados

El comportamiento expansivo de los hormigones se ha evaluado en tres condiciones de curado distintas: bajo agua, envueltos en film para evitar cualquier intercambio hídrico con el ambiente y en ambiente de secado ($HR=50\pm 5\%$). La temperatura de curado ha sido $20\pm 2^\circ\text{C}$ para todos los casos. Las Figs. 3, 4 y 5 muestran los resultados obtenidos en cada uno de los ambientes considerados, dejando claro que tanto la composición del hormigón como las condiciones de curado influyen en el régimen de expansión resultante. Bajo agua, una vez alcanzado el grado máximo de expansión ésta se mantiene constante, mientras que con los otros dos tipos de curado se produce un ligero descenso de la expansión con el tiempo, siendo más pronunciado en el caso de los hormigones con expansivo tipo K. De hecho, en condiciones de secado, la retracción final sufrida tras alcanzar la expansión máxima es superior en los hormigones con expansivo tipo K, a pesar de emplearse el triple de dosis que con el expansivo tipo G. Por tanto, parece que el curado húmedo es más importante en el caso de emplear los agentes expansivos formadores de etringita. Otra diferencia entre ambos agentes es que el grado máximo de expansión se alcanza antes con los agentes tipo G, lo que concuerda con su hidratación más rápida [13].

Comparando los HACEs fabricados con los hormigones expansivos de consistencia blanda, mientras que con el curado bajo agua y en las muestras envueltas en film no se detectan diferencias en la expansión alcanzada, en las muestras sometidas a secado la mayor expansión se midió en los hormigones de consistencia blanda con ambos agentes expansivos. Es probable que el retardo en el tiempo de fraguado que generan los aditivos superplastificantes empleados en la fabricación de los HACE pueda disminuir la expansión obtenida en estas condiciones, ya que los compuestos expansivos comienzan a formarse antes de que la matriz endurezca completamente, por lo que el material en estado plástico es capaz de absorber la deformación de los núcleos expansivos sin experimentar un cambio neto de longitud en la dirección restringida. Además, tras el fraguado no hay aporte extra de agua que permita hidratar posteriormente el agente expansivo que aún no ha reaccionado, y existe una pérdida de agua de amasado por secado que limita la capacidad expansiva del material en el estado endurecido.

En relación a las diferencias detectadas entre los distintos tipos de hormigones fabricados con un mismo agente expansivo, al emplear el tipo K el HACE con cenizas volantes muestra menor expansión tras 7 días de curado que los otros dos. Este efecto es más significativo en las muestras curadas bajo agua. Esta menor expansión puede estar originada por el mismo efecto de retraso en el tiempo de fraguado mencionado anteriormente, causado en este caso por la adición de cenizas volantes [14]. Por tanto, la etringita que inicialmente vaya formando el agente expansivo se producirá cuando el

hormigón esté aún en el estado plástico, no generando expansión remanente. Con el filler calizo esto no ocurre, incluso puede favorecer una mayor expansión debido a la aceleración de la hidratación que puede producir. Por ello, al desarrollar HACEs, si se emplea agente expansivo tipo K, es aconsejable utilizar filler calizo antes que cenizas volantes. En el caso de los hormigones con agente expansivo tipo G, las diferencias entre tipos de hormigones en cada condición de curado son menos significativas, posiblemente debido al menor contenido de agente expansivo empleado. Sin embargo, es destacable que en condiciones de secado, de nuevo el hormigón de consistencia plástica es el que muestra mayor expansión, seguido del HACE con filler calizo y, por último, del HACE con cenizas volantes.

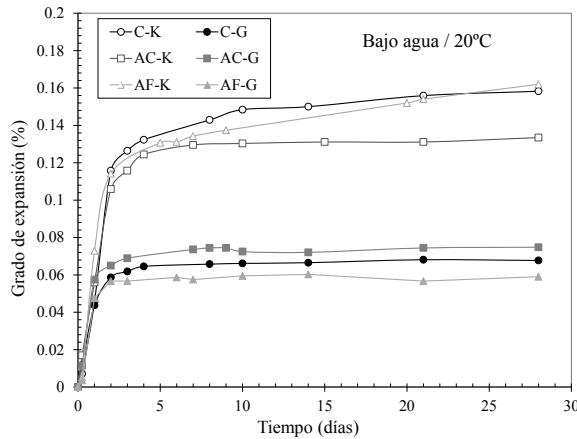


Figura 3. Comportamiento expansivo de los hormigones curados bajo agua a 20±2°C.

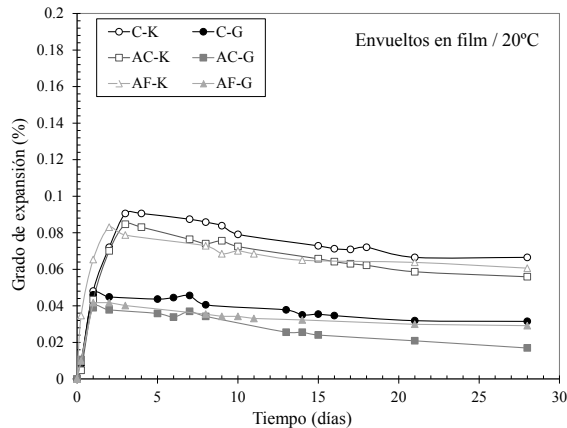


Figura 4. Comportamiento expansivo de los hormigones envueltos en film mantenidos a 20±2°C.

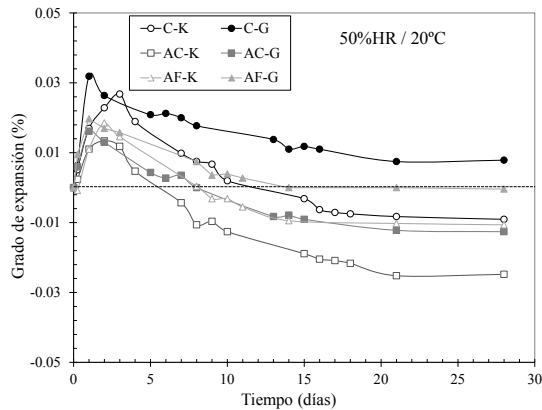


Figura 5. Comportamiento expansivo de los hormigones curados a 50±5%HR y 20±2°C.

3.4.- Evaluación microestructural de los hormigones fabricados

Mediante BSEM se intentaron detectar las posibles diferencias entre los hidratos generadores de la expansión formados en condiciones de expansión libre o de expansión restringida (curados en sus propios moldes). Como ejemplo, se muestran los resultados obtenidos en los hormigones de consistencia blanda. En los hormigones basados en el agente tipo K los nódulos de etringita son más densos y presentan cierta amorficidad en los hormigones confinados, tal y como se aprecia en la imagen de la Fig.6. En los curados bajo agua, las placas de etringita son más evidentes y de mayor tamaño. Por otro lado, los microanálisis EDX realizados indican que la relación C/S de los geles C-S-H es superior en los hormigones curados bajo agua, lo que indica una mayor disponibilidad de calcio en estas condiciones procedente de la disolución de los anhídros del agente expansivo tipo K y del cemento. Además, los hormigones confinados presentan mayor contenido el aluminio y azufre en sus geles C-S-H. Respecto a la composición química de los hidratos de etringita formados, se aprecia también un enriquecimiento en calcio en los hormigones curados bajo agua. Por tanto, es evidente que las condiciones de curado y expansión van a promover modificaciones en la morfología y composición química de la etringita formada.

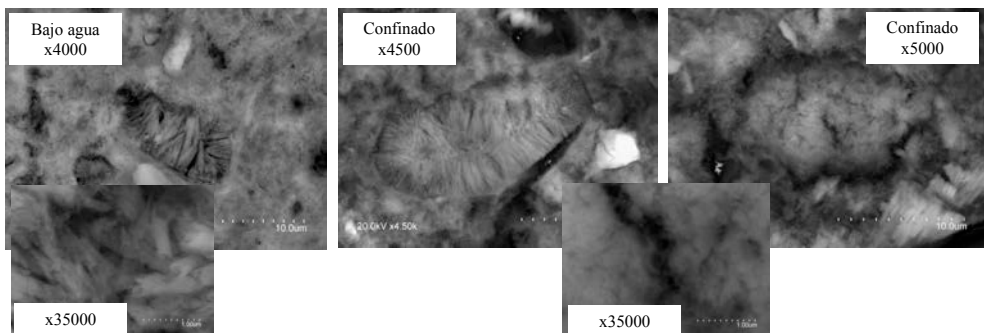


Figura 6. Imágenes BSEM de etringita formada en el hormigón C-K curado bajo agua (izquierda) o en condiciones de restricción de la expansión (derecha).

En el caso de los hormigones fabricados con agente expansivo tipo G, también existen diferencias entre la morfología y el tamaño de las placas de portlandita formadas en condiciones de expansión libre o restringida, como se observa en la Fig. 7. Sin embargo, estas diferencias son menores que en el caso de la etringita formada en distintas condiciones de expansión en los hormigones con expansivo tipo K. De cualquier modo, las placas de portlandita son más densas en los hormigones confinados y están mejor integradas en la matriz de la pasta de cemento. Respecto a la composición de los geles C-S-H, de nuevo la relación C/S es superior en los hormigones curados bajo agua. Hay que indicar que estudios recientes han postulado que un descenso en la relación C/S de los geles C-S-H va asociado con un incremento de las resistencias mecánicas [15], lo que podría explicar en parte la mayor resistencia media en los hormigones confinados.

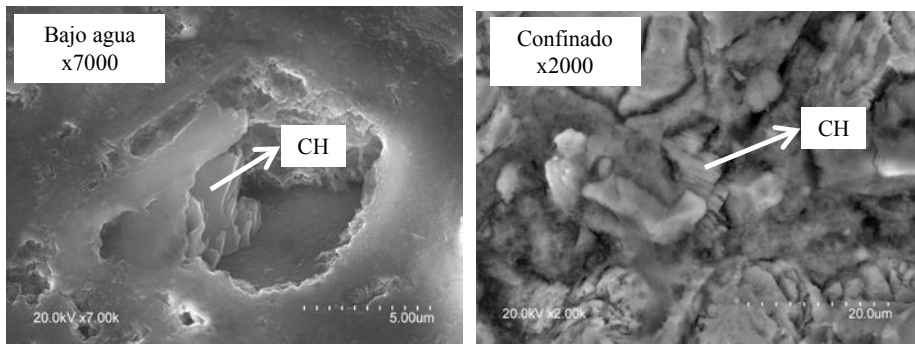


Figura 7. Imágenes BSEM de etringita formada en el hormigón C-G curado bajo agua (derecha) o en condiciones de restricción de la expansión (izquierda).

4.- CONCLUSIONES

La evaluación del comportamiento y las prestaciones de hormigones autocompactantes expansivos, comparándolos con hormigones expansivos de consistencia blanda, en distintas condiciones de curado y expansión, ha permitido la obtención de las siguientes conclusiones principales:

- La resistencia a compresión es superior en los hormigones confinados que en aquellos curados en condiciones de expansión libre (bajo agua). Tras 28 días de curado, la porosidad total es menor también en los primeros, y mayor el refinamiento de la estructura porosa resultante. La adición de filler calizo en los hormigones con agente expansivo tipo G genera aún un mayor refinamiento de la estructura porosa debido a un fuerte efecto nucleante del filler que aumenta e incrementa la velocidad de formación de portlandita.
- Tanto la composición del hormigón como las condiciones de curado influyen en la expansión resultante obtenida. El curado húmedo favorece la expansión de ambos agentes, si bien tiene una mayor influencia con el agente tipo K. En condiciones de secado, el retardo en el inicio de la hidratación asociado al empleo de aditivos superplastificantes en los HACEs, provoca una menor expansión máxima que en los

hormigones expansivos de consistencia blanda. Esta limitación se solventa en parte al emplear filler calizo en vez de cenizas volantes, puesto que acelera las reacciones de hidratación al actuar como nucleante (fundamentalmente de portlandita). Esto, unido al hecho de que las cenizas volantes retardan los tiempos de fraguado, permite concluir que con el fin de obtener una mayor expansión a igualdad de dosis de agente expansivo, el empleo de filler calizo en HACEs es preferible al de cenizas volantes.

- La morfología y la composición química de la etringita formada a partir del agente tipo K es distinta en condiciones restringidas que en condiciones de expansión libre, presentando una estructura más amorfa y densa en el primer caso, así como un menor contenido en calcio. En el caso de la portlandita formada a partir del agente expansivo tipo G, en condiciones de expansión restringida las placas son también más densas y están mejor integradas en la matriz de la pasta de cemento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Ministerio de Economía, Industria y Competitividad la financiación recibida para la realización de este trabajo dentro del proyecto BIA2015-64363-R. Además, agradecen a A. Fernández-Escandón y J.C. Porrás su colaboración durante el desarrollo de la experimentación realizada.

REFERENCIAS

- [1] ACI committee 223. Guide for the use of shrinkage Compensating Concrete. ACI **223R** (2010).
- [2] Klein, A., Karby, T. and Polivka, M., ‘Properties of an Expansive Cement for Chemical Prestressing’, ACI Journal, Proceedings, **58** (1961) 59-82.
- [3] Nagataki, S. and Gomi, H., ‘Expansive Admixtures (mainly ettringite)’, Cement and Concrete Composites **20** (1998) 163–170.
- [4] Carballosa, P., García Calvo, J.L., Revuelta, D., Sánchez, J.J. and Gutiérrez, J.P., ‘Influence of cement and expansive additive types in the performance of self-stressing and self-compacting concretes for structural elements’, Construction and Building Materials **93** (2015) 223-229.
- [5] UNE-EN 12350-2:2009. Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.
- [6] UNE-EN 12350-8:2011. Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento.
- [7] UNE-EN 12350-12:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés.

- [8] UNE-EN 12350-6:2009. Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad.
- [9] UNE-EN 12350-7:2010. Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión.
- [10] UNE-EN 12390-3:2009. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- [11] ASTM C878/C878M – 09. Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete.
- [12] Lothenbach, B., Le Saout, G., Gallucci, E. and Scrivener, K., ‘Influence of limestone on the hydration of Portland cements’, *Cement and Concrete Research* **38** (2008) 848-860.
- [13] Collepardi, M., Borsoi, A., Collepardi, S., Olagor, J.J.O. and Troli R., ‘Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions’, *Cement and Concrete Composites* **27** (2005) 704–708.
- [14] Zhang, G. and Li, G., ‘Effects of mineral admixtures and additional gypsum on the expansion performance of sulphoaluminate expansive agent at simulation of mass concrete environment’, *Construction and Building Materials* **113** (2016) 970-978.
- [15] Bauchy, M., Abdolhosseini Qomi, M.J., Bichara, C., Ulm, F.J. and Pellenq, R.J.-M., ‘Nanoscale structure of cement: Viewpoint of rigidity theory’, *Journal of Physical Chemistry C* **118** (2014) 12485-12493.

Estudo de ataque de cloreto em betões autocompactantes de alto desempenho com adjuvantes mitigadores de retração e diferentes relações água/aglomerante

Sakata, Rafael Dors ⁽¹⁾, Repette, Wellington Longuini ⁽²⁾, Gómez, Luis Alberto ⁽²⁾
e Onghero, Lucas ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.

⁽²⁾ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6326>

RESUMO

A retração pode gerar fendilhas no betão autocompactante de alto desempenho (CAAAD) diminuindo sua durabilidade, para diminuir ou eliminar a retração do betão são utilizados adjuvantes mitigadores de retração. Esta pesquisa tem como objetivo mostrar o comportamento de CAAAD que foram produzidos com adjuvantes mitigadores de retração e com diferentes relações água/aglomerantes, em relação à resistência ao ataque de cloretos através do ensaio acelerado de penetração de cloretos, análise do teor de cloretos e análise da corrente passante nos primeiros minutos do ensaio acelerado de penetração de cloretos. Concluiu-se que os betões produzidos com os adjuvantes mitigadores de retração não alteraram significativamente as propriedades de resistência ao ataque de cloretos dos betões estudados, também foi verificado que há boas correlações entre o ensaio acelerado de penetração de cloretos e o teor de cloretos que entraram nas amostras e que é possível diminuir o tempo do ensaio acelerado de penetração de cloretos para alguns minutos. Em relação aos betões produzidos com diferentes relações a/agl, sem adjuvante, os resultados demonstraram que quanto menor a relação a/agl melhor é o desempenho do betão frente ao ingresso de agentes agressivos.

PALAVRAS-CHAVE: betão autocompactante de alto desempenho, cloretos, adjuvantes mitigadores de retração.

1.- INTRODUÇÃO

Ao unir as propriedades benéficas do betão de alto desempenho e do betão autocompactante se desenvolveu um novo tipo de betão, o betão autocompactante de alto desempenho (CAAAD), que possuía a óptima fluidez e estabilidade do betão autocompactante além da alta resistência e durabilidade do betão de alto desempenho [1]. O CAAAD melhora a durabilidade das peças de betão armado tanto no quesito de desempenho quanto no quesito execução.

Um ponto negativo no uso de betões com baixas relações água/cimento é o aumento da retração autogénea, esta retração está relacionada à retirada de água dos poros capilares pela hidratação do cimento, a autodessecação, que aumenta a tensão exercida pela água nos poros capilares, retraindo a pasta. As fendilhas geradas pela retração autogénea podem provocar redução na resistência do betão, diminuição da durabilidade, perda de pré-tensões em aplicação de protensões e problemas com estética e limpeza [2]. Para diminuir os efeitos das retrações são utilizados os adjuvantes mitigadores de retração.

Os adjuvantes redutores de retração são utilizados para reduzir a retração de betões e argamassas, propileno glicol e polioxi-alquilenol éter são alguns dos compostos químicos utilizados. A redução da retração é obtida pela redução da tensão superficial da água dos poros do betão, sendo observadas reduções de 25% a 50% da retração por secagem [3]. Ao diminuir a tensão superficial da fase aquosa do poro de betão, o uso de adjuvantes redutores de retração diminuem a retração autogénea causada pela autodessecação [4].

O adjuvante compensador de retração tem como princípio induzir tensões de compressão de modo a compensar as tensões de tração resultantes da restrição da retração no betão. O principal responsável pela expansão induzida pelo adjuvante expansor é a formação da etringita, esta normalmente é considerada inconveniente, podendo causar danos irreversíveis quando formada após o endurecimento do betão [5].

Os adjuvantes compensadores de retração mais utilizados são a base de sulfoaluminato de cálcio e à base de cal virgem, sendo os à base cal virgem pouco utilizados por ser de difícil controlo em razão da sua quase que imediata reação com a água [5].

Partículas de polímero superabsorvente armazenam grande quantidade de água, por isso são chamadas de materiais incorporadores de água. Este material, quando incorporados ao betão, tem a capacidade de liberar a água armazenada à medida que ocorre a redução de humidade nos poros do betão, este fenómeno é chamado de cura interna que diminui a autodessecação, responsável por parte considerável da retração autogénea [4].

Os polímeros superabsorventes são materiais desenvolvidos, em princípio, para absorver água ou soluções aquosas. Os mais comuns são os poliacrilatos de ligações cruzadas covalentes e poliacrilamidas/poliacrilatos copolimerizados [6].

2.- OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é verificar o comportamento de betões autocompactantes de alto desempenho, em relação à penetração de cloretos, com diferentes adjuvantes mitigadores de retração e com diferentes relações água/aglomerante.

3.- PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para comparação da influência do uso de adjuvantes mitigadores de retração na durabilidade, foram produzidos betões com relações a/agl 0,25 e 0,32 nos quais se utilizou

adjuvante redutor de retração (ARR) nos teores de 0,5%, 1% e 2%, em relação a massa de cimento, além de adjuvante compensador de retração (ACR) nos teores de 5% e 10%, em substituição ao cimento, apenas para o betão com relação água/aglomerante 0,25 utilizou-se o teor de 15%. Além destes para o betão com relação a/ag de 0,378 foi utilizado um polímero superabsorvente no teor (SAP) de 0,04%, em relação a massa de cimento.

Para se verificar a influência da relação água/aglomerante na durabilidade dos betões foram ensaiados betões produzidos sem adjuvantes mitigadores de retração com os seguintes valores de relação água/aglomerante: 0,25;0,295;0,32 e 0,378.

Os betões utilizados nesta pesquisa fizeram parte de um projecto mais amplo, onde foram estudadas, além da durabilidade, as propriedades no estado endurecido do betão, as propriedades no estado fresco e a retração.

4.- MATERIAIS

A Todos os betões tiveram o mesmo volume de pasta e agregados e a mesma proporção entre os agregados miúdos e graúdos. Foi fixada a abertura do ensaio de espalhamento entre 66 e 75, atendendo à classe SF2 da ABNT NBR 15823-1 [7], enquadrando os betões como autocompactantes, excepto o betão dosado com adjuvante promotor de cura interna, o polímero superabsorvente, que se enquadra como betão convencional. Para atingir o espalhamento especificado foram utilizados diferentes teores de adjuvantes superplastificantes à base de policarboxilatos, o ADVA CAST 500, à base de policarboxilatos, com massa específica de 1,04 g/cm³ e fabricado pela Grace.

O cimento Portland utilizado foi o de alta resistência inicial (CP V ARI), de massa específica 3,02 kg/dm³, sendo este escolhido por apresentar as menores quantidades de adições entre os cimentos comercializados actualmente.

Os betões foram produzidos com 10% de sílica de fumo em relação à massa de cimento, fornecida pela Elken, contendo grau de pureza de 95% e massa específica 2,22 kg/dm³.

Foram utilizados dois tipos de areia natural, uma areia fina de duna e outra areia média de cava, a areia fina possui massa específica de 2,64 kg/dm³ e módulo de finura igual a 0,98, a areia média possui massa específica de 2,55 kg/dm³ e módulo de finura igual a 2,99.

O agregado graúdo utilizado é de origem granítica, pertencente à zona granulométrica 4,75/12,5 (brita 0), conforme ABNT NBR 7211 [8], a massa específica da brita é de 2,64 kg/dm³ e módulo de finura igual a 5,89.

Foram utilizados dois adjuvantes mitigadores de retração, um redutor de retração e um compensador de retração e um agente de cura interna. O adjuvante redutor de retração utilizado foi o Eclipse, fabricado pela Grace. O adjuvante líquido possui coloração transparente e a sua massa específica é de 0,91 g/cm³, a base química do Eclipse é o polipropileno glicol, conforme indicado pelo fabricante. O adjuvante compensador de retração utilizado foi o cimento P CSA (Calcium Sulpho Aluminate), um sulfoaluminato de

cálcio na forma granular, fabricado pela Denki Kagaku Kogyo Kabushiki Kaisha (DENKA).

O agente de cura interna é um polímero superabsorvente, à base de policrilato de sódio e fabricado pela Grace, este material não é comercializado no Brasil pela fabricante. O PSA foi fornecido na forma granular.

Os betões possuem 35% do volume total de betão composto por agregado graúdo, do volume restante 30% é composta por agregado miúdo, sendo este composto por 40% de areia natural fina e 60% de areia natural média. Também foi utilizado 10% de sílica de fumo em relação a massa de cimento. A tabela 4 mostra os traços utilizados nos betões 0,25; 0,295; 0,32 e 0,378.

Quadro 1. Composições de CAAAD estudadas no programa experimental.

<i>Materiais</i>	<i>Traço em massa (kg/kg)</i>			
a/ag	0,25	0,295	0,32	0,378
Cimento	1	1	1	1
Sílica de fumo	0,111	0,111	0,111	0,111
Areia natural fina	0,438	0,472	0,491	0,535
Areia natural grossa	0,286	0,308	0,321	0,349
Brita 0	1,306	1,407	1,463	1,593
a/c	0,278	0,328	0,356	0,42

5.- MÉTODOS

Os betões foram misturados em uma betoneira e após 24 h os provetes foram desmoldados e colocados na câmara húmida, com temperatura de 23 ± 2 °C e humidade relativa de $95 \pm 2\%$, onde permaneceram no mínimo por 400 dias.

As resistências mecânicas a compressão dos betões ficaram em entre 80 e 100 Mpa, apenas o betão produzido com 15% de ACR teve uma resistência bem mais baixa, de 28Mpa, onde se verificou que esta é uma dosagem excessiva para o betão.

Foram utilizadas 4 amostras de cada composição para os ensaios de penetração acelerada de íons cloreto, para o ensaio de concentração de cloretos foram utilizados 1 amostra de cada composição.

O ensaio acelerado de penetração de cloretos foi realizado com base na norma americana ASTM C 1202 [9], este ensaio fornece a medida da resistência à penetração de cloretos. Os ensaios que foram realizados se diferenciam da norma ASTM C 1202 em três pontos: os eléctrodos utilizados foram fabricados com telas de aço inox e fios de cobre, diferente da peça de cobre prescrita na norma; a voltagem e o tempo de ensaio foram de 18V e 20 horas, gerando os mesmos 360V.h do ensaio da norma ASTM C 1202, isso foi definido para que

não houvesse aumento de temperatura durante o ensaio dos provetes, o que poderia alterar os resultados; o volume das câmaras das células de migração tinham volume de aproximadamente um litro, para isto foi utilizado um prolongador que aumenta a capacidade das câmaras. Um sistema semelhante para a realização de ensaios de penetração acelerada de cloretos foi utilizado por Calçada [10].

Os ensaios foram realizados em laboratório com temperaturas ambientes na faixa de 27 ± 3 °C. Para realizar os ensaios, os provetes cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura, foram divididos com serra circular adiamantada em corte húmido, perpendicularmente a sua altura. Os provetes tiveram a face lateral (perímetro do disco) impermeabilizada com resina de base epóxi.

As amostras dos pós de betão foram retiradas com o auxílio de uma furadeira e broca de $\varnothing = 10$ mm, foram extraídas amostras até 5mm de 5 a 10mm de profundidade. Os pós extraídos foram secos em estufa a 105 °C por 24 horas, posteriormente 2g de pó foram utilizados para extração ácida dos cloretos. A determinação do teor de cloretos totais foi feito pelo método de cromatografia iônica conforme SM 4110-B, o equipamento utilizado foi um cromatografo 883 Basic IC Plus da Metrohm, com coluna Metrosep A Supp 5 150/4.0 e taxa de injeção de 0,7 ml/min, a preparação das amostras foi realizada em meio ácido conforme ASTM C1152 [11].

6.- RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1.- Penetração de cloretos

A média dos valores de carga passante e os valores da dispersão de um desvio padrão podem ser observadas na Fig. 1, para este ensaio quanto menor for a quantidade de carga passante melhor é o betão frente à penetração dos íons cloreto. Ao analisar os resultados, percebe-se que os betões de relação a/agl 0,25 com adjuvantes mitigadores de retração tiveram valores de cargas passantes menores, indicando que os adjuvantes melhoraram o desempenho destes betões quanto a penetração de cloretos, porém o betão com 15% de adjuvante compensador de retração não seguiu este padrão. Os betões produzidos com adjuvantes mitigadores de retração com relação a/agl 0,32 obtiveram valores ligeiramente maiores que a referência, porém analisando a dispersão dos resultados não houve diferenças significativas. O uso do polímero superabsorvente também não produziu diferenças significativas nos resultados de penetração de cloretos, quando comparado com o betão sem o adjuvante.

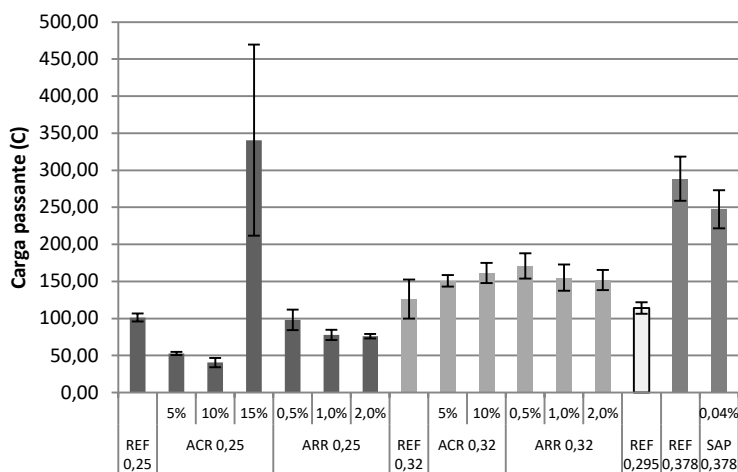


Figura 1. Valores de carga passante no ensaio acelerado de penetração de cloretos.

A norma ASTM C 1202/2012 indica a qualidade do betão à penetração de cloretos conforme o valor de carga total passante, sendo que menores de 100 C é indicada penetração negligenciável ao íon cloreto, e de 100 a 1000 C uma penetração muito baixa. As amostras com relações a/agl 0,25 expressam em sua maioria penetrabilidade negligenciável do íon cloreto, os demais betões se situam na categoria de penetrabilidade muito baixa dos íons cloretos.

Quanto as diferentes relações a/agl utilizadas, pode-se verificar que os resultados dos betões com relações a/agl 0,25, 0,295 e 0,32 obtiveram valores bastante próximos, com o valor de carga passante crescendo com o aumento da relação a/agl, o betão com relação a/agl 0,378 obteve um valor 1,84 vezes maior que o betão com relação 0,25. Portanto quanto maior a relação a/agl maior será a penetração dos íons cloreto devido a maior porosidade presente nos betões com maiores relações a/agl.

6.2.- Penetração de cloretos nos primeiros minutos

Nos ensaios realizados não houveram grandes variações dos valores de corrente passante medidos entre os quatro provetes, também não foi verificado aumento expressivo de temperatura. Como não houve aumento de temperatura das soluções o patamar das correntes passantes foi estável.

Como não houveram variações consideráveis nas medidas de corrente passante, constatou-se que ao multiplicar a média das correntes iniciais pelo tempo do ensaio (72.000 segundos) obtém-se valores muito próximos dos resultados do ensaio completo, conforme pode ser verificado na Fig. 2, onde as barras da esquerda são os valores medidos no ensaio e as barras da direita são os valores das cargas iniciais extrapoladas para todo o tempo de ensaio. Portanto uma opção para tornar mais rápidos os ensaios é a realização da medição das cargas passantes iniciais, que poderia ser realizada por poucos minutos, e extrapolação

destas cargas iniciais para o restante do tempo de ensaio, isto para ensaios que utilizem baixas diferenças de potencial e que não apresentem aumento de temperatura.

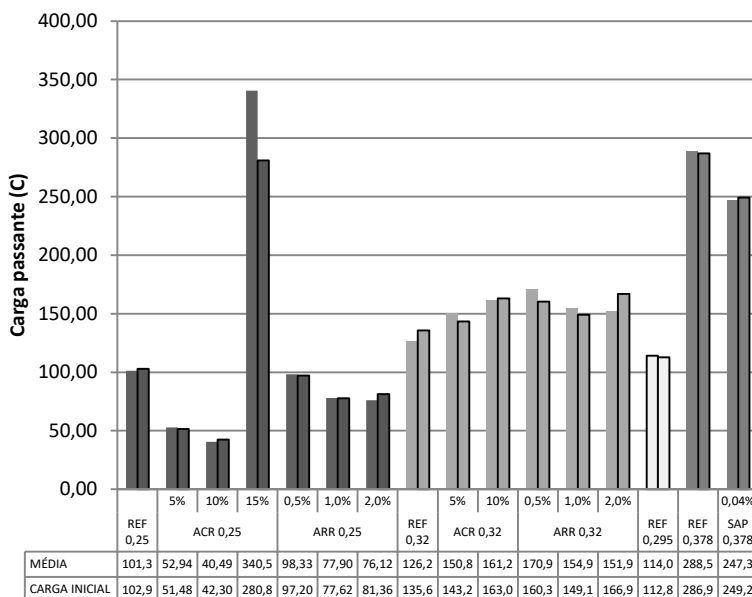


Figura 2. Correntes passantes na média dos ensaios realizados e na extrapolação das médias das cargas iniciais.

6.3.- Concentração de íons de cloreto

A Figura 3 mostra os valores das concentrações de íons cloreto, em relação à massa de betão, nas distâncias de 0 a 5 mm (barras da esquerda) e de 5 a 10mm (barras da direita) de profundidade, nos provetes ensaiados nos ensaios acelerados de penetração de cloretos. Analisando os resultados, percebe-se que para os betões de relação a/agl 0,25 o uso dos adjuvantes redutores e compensadores a penetração dos íons cloreto diminuíram a entrada de cloretos, indicando que os adjuvantes melhoraram o desempenho destes betões quanto a penetração de cloretos, porém o betão com 15% de adjuvante compensador de retração não seguiu este padrão.

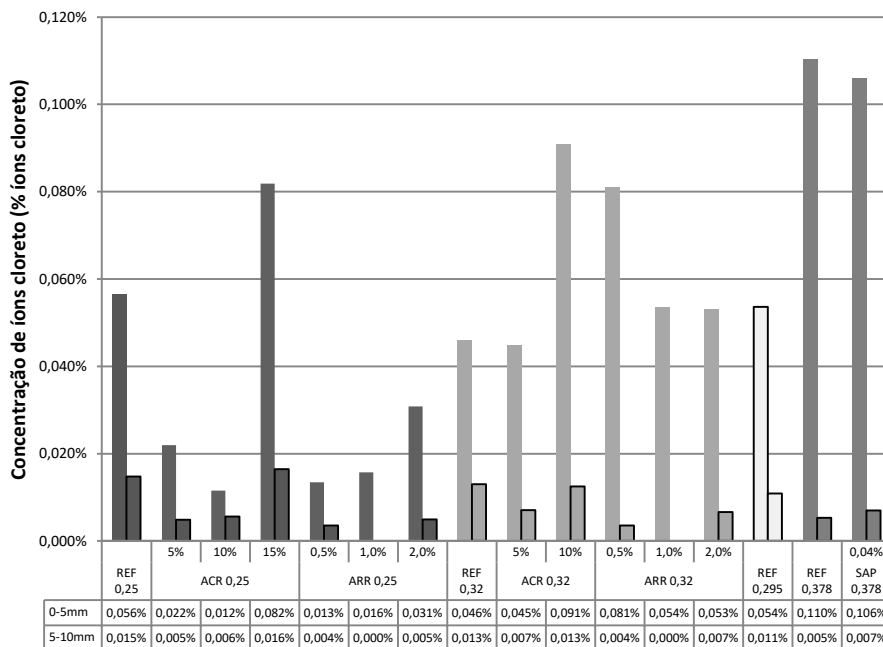


Figura 3. Concentrações de íons cloreto (% íons cloreto no betão) nas distâncias de 0 a 5mm e de 5 a 10mm de profundidade.

A maioria dos betões produzidos com adjuvantes mitigadores de retração com relação a/agl 0,32 obtiveram valores ligeiramente maiores que a referência, porém o uso de 10% de adjuvante compensador de retração e 0,5% de adjuvante redutor de retração apresentaram valores expressivamente maiores que a referência.

O uso do polímero superabsorvente apresentou valor próximo ao da referência, não alterando muito o resultado.

Nos betões sem adjuvantes mitigadores de retração pode-se verificar que os resultados dos betões com relações a/agl 0,25, 0,32 e 0,295 obtiveram resultados bastante próximos, porém o betão com relação a/agl 0,378 obteve um valor 195% maior que o betão com relação 0,25, indicando que quanto maior a relação a/agl maior foi a penetração dos íons cloreto.

Os baixos valores de concentração das amostras retiradas de 5 a 10mm indicam que a maior parte dos íons cloretos que ingressaram no betão estavam na faixa de 0 a 5mm.

Observa-se na Fig 4 que a penetração de cloretos e a concentração de cloretos de 0 a 5 mm tem uma correlação forte ($r^2 = 0,7027$) e que são directamente proporcionais. Portanto isto indica que o ensaio de penetração de cloretos é eficiente para medir a qualidade dos betões frente a penetração dos íons cloreto, sem que sejam necessárias análises químicas e

demorados ensaios de difusão, pois quanto maior o valor de corrente total passante, maior a quantidade íons cloreto que ingressaram no betão.

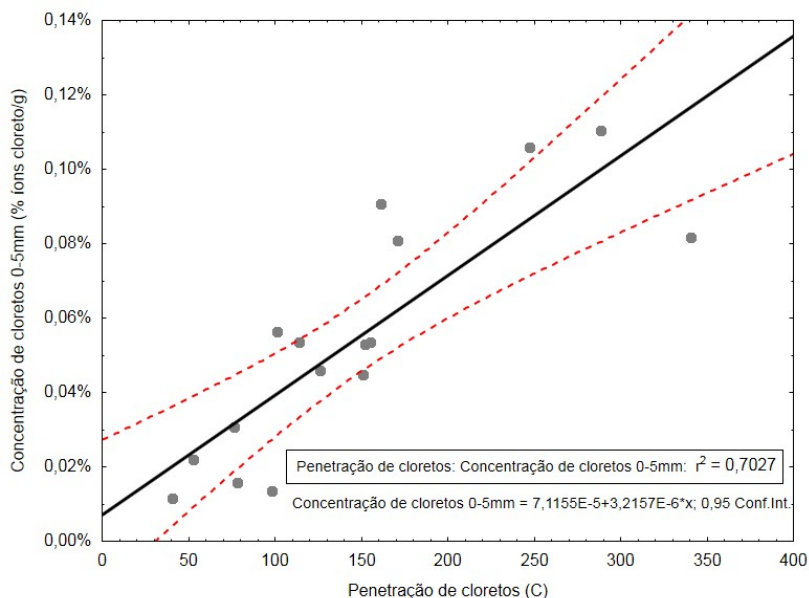


Figura 4. Correlação entre penetração de cloretos e concentração de cloretos de 0 a 5mm.

7.- CONCLUSÕES

Os betões produzidos com os adjuvantes mitigadores de retração não alteraram significativamente os parâmetros de durabilidade dos betões estudados, portanto, podem ser utilizados em estruturas de betão que necessitem de elevada durabilidade, excluindo o betão produzido com 15% de adjuvante compensador de retração, que apresentou ser uma dosagem excessiva. Observou-se que relação água/aglomerante é um dos factores mais importantes no proporcionamento dos betões quando se busca uma alta durabilidade, pois ele afecta directamente na estrutura dos poros que por sua vez tem grande influência na penetração de agentes agressivos.

Em relação aos resultados de penetração de cloretos, os dados obtidos foram bastante satisfatórios, onde todos os betões analisados obtiveram penetrabilidade de íons cloreto muito baixa ou negligenciável conforme ASTM C 1202 [11].

Os resultados da análise de concentração de cloretos nos 5 primeiros milímetros demonstraram uma boa correlação com os resultados de penetração de cloretos ($r^2=0,7027$), portanto a carga passante pelo ensaio de penetração acelerada de cloretos realmente indica a maior ou menor capacidade de entrada dos íons cloreto nos betões.

O ensaio de penetração acelerada de cloretos, conforme metodologia utilizada pode ter seu tempo drasticamente reduzido de 20 horas para apenas 10 minutos, extrapolando a carga que passa pelo corpo de prova durante estes 10 minutos para as 20 horas, desta forma o resultado da carga total passante será muito próximo do valor caso o ensaio seja realizado por completo. Porém devido ao pouco tempo de ensaio, no caso de ser realizado em 10 minutos, a concentração de cloretos nos primeiros milímetros será muito menor do que se o ensaio fosse realizado por completo.

REFERÊNCIAS

- [1] Sabet, F. A., Libre, N. A., Shekarchi, M., ‘Mechanical and durability properties of self consolidating high performance concrete incorporating natural zeolite, silica fume and fly ash’, *Construction and Building Materials* **44** (2013) 175-184.
- [2] Bentz, D. P., Jensen, O. M., ‘Mitigation strategies for autogenous shrinkage cracking’, *Cement & Concrete Composites* **26** (2014) 677-685.
- [3] Hartmann, C., Jeknavorian, A., Silva, D., Benini, H., ‘Aditivos Químicos para Concretos e Cimentos.’ In: ‘Concreto – Ciência e Tecnologia.’ 1st Edn (Ibracon, São Paulo, 2011).
- [4] Repette, W. L. ‘Concretos para Fins Especiais e de Última Geração.’ In: ‘Concreto – Ciência e Tecnologia.’ 1st Edn (Ibracon, São Paulo, 2011).
- [5] Melo Neto, A.A., ‘Influência de aditivos redutores e compensadores de retração em argamassas e pastas com cimento de escória ativada’, Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, (São Paulo, 2008).
- [6] Jensen, O. M., Hansen, P. F., ‘Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background’, *Cement and Concrete Research* **31** (2001) 647-654.
- [7] NBR 15823-1:6: Concreto auto-adensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [8] NBR 7211. Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [9] ASTM C1202-12. Test Method for Electrical Indication of Concrete’s Ability to Resist Chloride Ion Penetration. PA: ASTM International, 2012.
- [10] Calçada, Luciana M. L., ‘Estudo da eficácia do ensaio de migração em condições de fluxo não estacionário na previsão da penetração de cloretos em concreto’, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, (Florianópolis, 2004).
- [11] ASTM C1152-12. Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. PA: ASTM International, 2012.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Influencia de la fracción fina mixta y de hormigón en las prestaciones mecánicas de los hormigones reciclados

C. Medina ^(1*), P. Plaza ⁽¹⁾, P. Velardo ⁽¹⁾, A. Matías ⁽¹⁾, M.I. Sánchez de Rojas ⁽²⁾
y I.F. Sáez del Bosque ^(1**)

⁽¹⁾ Department of Construction, School of Engineering, University of Extremadura, UEX-CSIC Partnering Unit, 10071 - Cáceres, Spain

⁽²⁾ Department Cements and Materials Recycling, “Eduardo Torroja” Institute for Construction Science, National Research Council (CSIC), 28033 - Madrid, Spain

Corresponding author: *cmedinam@unex.es/ **isa.f.saez@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6447>

RESUMEN

La utilización de áridos reciclados en el ámbito de la ingeniería civil ha incrementado en los últimos años, representando en 2014 un 8% de la producción total de áridos a nivel europeo.

La actual Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) permite la incorporación parcial (< 20% peso) de áridos reciclados gruesos de hormigón como sustitutos de los áridos convencionales. El presente trabajo de investigación persigue analizar el efecto de utilizar simultáneamente la incorporación parcial (50%) de arena reciclada (hormigón o mixta) con árido grueso reciclado de hormigón (50%) en las prestaciones finales de los hormigones reciclados con fines estructurales. Para alcanzar este ítem, se caracterizó primeramente los áridos empleados, para posteriormente proceder al diseño y fabricación de las mezclas objeto de estudio. A continuación, se llevó a cabo la caracterización física (densidad y consistencia) y mecánicas (compresión, tracción y flexión) de los nuevos hormigones. Resultado de este estudio se observa que la incorporación de la fracción fina y gruesa reciclada no afecta nocivamente en las prestaciones finales de los mismos pudiendo ser empleados en el sector de la construcción y contribuyendo al actual modelo de economía circular.

PALABRAS CLAVE: prestaciones mecánicas, áridos reciclados, hormigones.

1.- INTRODUCCIÓN

Actualmente las políticas de Desarrollo Sostenible, junto con el acuerdo de París en materia de lucha contra el cambio climático ponen de manifiesto la necesidad de combinar crecimiento económico con sostenibilidad y la protección de medio ambiente; fomentando el paso de una economía lineal “tomar – fabricar – consumir – eliminar” hacia una economía circular en la que el valor de los recursos se mantenga el mayor tiempo posible y se reduzcan los residuos generados “cero residuos” al final de la vida útil de las estructuras.

En este contexto socio-económico los residuos procedentes de la actividad de la construcción y demolición (RCD) tienen especial relevancia ya que su producción anual alcanza una cifra de 500 millones de toneladas en la Unión Europea (UE), representando un 30-35% del volumen total de residuos generados en el 2014 [1].

Las tasas de valorización de estos residuos es muy heterogénea en los estados miembros de la UE, situándose la tasa media de valorización europea en un 46%. Dentro de este escenario se encuentran aquellos países con una larga tradición de reciclaje de los RCD como Bélgica u Holanda con tasas superiores al 90%, otros donde el reciclaje se está desarrollando cada vez más, como Inglaterra o Francia y finalmente, aquellos, que reciclan una cantidad reducida, como España (< 17%) y Portugal (\approx 5%) [2].

La correcta gestión de estos residuos en las plantas de tratamiento de RCD permite obtener como productos finales áridos reciclados que se caracterizan por tener una composición heterogénea debido a la gran variabilidad existente en los RCD que llegan a la planta, estando constituidos mayoritariamente por materiales de naturaleza pétreo (hormigón, áridos no ligados, material cerámico y asfalto) y en una menor proporción por otros materiales no pétreos (metales, partículas flotantes, etc.). Estos productos finales son clasificados en función de su composición en: a) árido reciclado de hormigón procedente del machaqueo de estructuras de hormigón (\geq 95% en peso); y b) árido reciclado mixto que presenta otros componentes en mayor proporción ($>$ 5% en peso), tales como material cerámico, materiales bituminosos, yeso, partículas flotantes y metales.

Los áridos reciclados procedente del machaqueo de hormigón han centrado el interés de innumerables investigaciones, observándose de forma general que la incorporación de este árido reciclado en pequeño porcentaje (\leq 30%) como sustituto parcial del árido grueso natural no provoca una merma de las prestaciones finales de los hormigones reciclados. Para porcentajes superiores, se registra una pérdida prestacional debido a las propiedades intrínsecas de estas nuevas materias primas [3, 4]. Estas experiencias previas han permitido que esta tipología de residuos se encuentren actualmente recogidos en diferentes normativas o recomendaciones de ámbito internacional [5, 6].

A nivel nacional, la actual Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) [7] recoge en su anejo 15 “*Recomendaciones para la utilización de hormigones reciclados*” los siguientes aspectos: i) viabilidad de incorporar un porcentaje igual e inferior al 20% en peso de árido grueso reciclado de machaqueo de hormigón en el diseño de elementos de hormigón con fines estructurales como sustituto de los áridos naturales; ii) los áridos reciclados de hormigón deben de cumplir los requisitos exigidos en el artículo 28 de la EHE-08 para los áridos naturales; iii) excluye el empleo de áridos gruesos reciclados mixtos; y iii) no permite el uso de áridos finos reciclados independientemente de su composición.

Sin embargo, el hecho de que en esta normativa no se recoja la posibilidad de utilizar simultáneamente la fracción gruesa y fina de los residuos de la construcción y demolición, con independencia de su naturaleza, supone un auténtico reto a la comunidad científico –

técnica en aras de cumplir los objetivos marcados en las políticas europeas, nacionales y regionales de gestión de residuos.

Finalmente, indicar que el objetivo del presente trabajo de investigación es estudiar el efecto simultáneo que tiene la incorporación parcial (50%) de arena reciclada (hormigón o mixta) con árido grueso reciclado de hormigón (50%) en las propiedades en estado fresco (trabajabilidad y densidad) y endurecido (resistencia a compresión, tracción y flexión) de los nuevos hormigones diseñados.

2.- MATERIALES Y METODOLOGÍA

2.1.- Materiales

El árido natural es una grauvaca machacada que se presenta en dos fracciones granulométricas grava (GN) y arena (AN), presentando todas ellas un tamaño máximo de 20 mm y 4 mm respectivamente. En cuanto a su morfología, todas ellas se caracterizan por presentar una forma irregular y aristas marcadas (figura 1a y 1c).



Figura 1. Áridos: a) Grava natural; b) Grava reciclada; c) Arena natural; d) Arena reciclada de hormigón; y e) Arena reciclada mixta

Los tres áridos reciclados empleados en el presente trabajo proceden de una planta de gestión de RCD de la Comunidad de Extremadura, siendo divididos en función de su granulometría en: i) grava reciclada de hormigón (GH) con un tamaño máximo de 20 mm; ii) arena reciclada de hormigón (AH) y arena reciclada mixta (AM) con un tamaño máximo de 4 mm. Respecto al aspecto de estos materiales reciclados, indicar que se observa mayoritariamente restos de hormigón y árido desligado en el árido GH y AH; mientras que la AM tiene una composición heterogénea (cerámicos, hormigón, áridos desligado, madera,

etc.). En cuanto a su morfología, todos ellos presentan como denominador común una morfología variable en función del tipo de material (figura 1b, 1d y 1e).

El cemento utilizado es un cemento Portland 42.5 R sin adiciones (CEM I 42.5 R) que cumple con los requisitos físicos, químicos y mecánicos establecidos en la norma europea EN 197-1 [8].

Finalmente, el superplastificante utilizado para la fabricación de los hormigones fue un policarboxilato modificado en base acuosa (BRYTEN NF) suministrado por FUCHS Lubricantes.

2.2.- Caracterización de los áridos y del hormigón

La caracterización de los áridos gruesos (GN y GH) y finos (AN, AH y AM) ha consistido en determinar sus propiedades físicas (densidad [9], absorción de agua [9] e índice de lajas [10]) y mecánicas (coeficiente de los Ángeles [11]), siguiendo la metodología descrita en la normativa correspondiente (tabla 1).

Tabla 1. Caracterización de los áridos y del hormigón

<i>Material</i>	<i>Propiedad</i>	<i>Normativa</i>
Áridos	Densidad y absorción de agua	UNE EN 1097 – 6
	Índice de Lajas	UNE EN 933 – 3
	Coeficiente de los Ángeles	UNE EN 1097 – 2
Hormigón	Consistencia	UNE EN 12350 – 2
	Densidad en estado fresco	UNE EN 12350 – 6
	Resistencia a compresión	UNE EN 12390 – 3
	Resistencia a tracción indirecta	UNE EN 12390 – 6
	Resistencia a flexión	UNE EN 12390 – 5

Respecto a la caracterización de los hormigones, ha consistido en analizar sus propiedades físicas (densidad [13] y consistencia [12]) y mecánicas (compresión [14], tracción [15] y flexión [16]) en estado fresco y endurecido, respectivamente. El estudio de estas propiedades se llevó a cabo siguiendo la metodología recogida en la normativa correspondiente (tabla 1).

2.3.- Diseño de los hormigones

Las mezclas estudiadas en el presente trabajo han sido: un hormigón convencional (HP), un hormigón reciclado con un 50% de grava de hormigón (H50-GH+AN) y dos hormigones reciclados con un 50% de grava de hormigón y 50% de arena reciclada (hormigón o mixta), identificados como H50 – GH+AH y H50 – GH+AM, respectivamente.

El diseño de las mismas ha sido llevado a cabo por el DOE British Method [17], adoptando como datos de partida: i) las propiedades de los áridos; ii) resistencia característica de 30 MPa; y iii) relación agua/cemento (a/c) de 0,45.

La Tabla 2 muestra el resultado obtenido en el proceso de diseño y cálculo de la dosificación.

Tabla 2. Dosificación de los hormigones

Componente (kg/m ³)	TIPO DE HORMIGÓN			
	HP	H50 - GH+AN	H50 - GH+AH	H50 - GH+AM
Cemento	400.00	400.00	400.00	400.00
AN	732.36	716.94	354.62	353.65
AH	0.00	0.00	343.61	0.00
AM	0.00	0.00	0.00	339.52
GN	1149.65	562.72	556.67	555.16
GH		551.52	545.59	544.11
Agua	193.03	203.86	214.55	217.60
Superplastificante	6.20	6.20	6.20	6.20
(a/c) _{efectiva}	0.45	0.45	0.45	0.45

Nota. – AN: arena natural; AH: arena reciclada de hormigón; AM: arena reciclada mixta; GN: grava natural; y GH: grava de hormigón

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1.- Caracterización de los áridos reciclados

La tabla 3 muestra los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los áridos empleados posteriormente en la fabricación de los hormigones.

Tabla 3. Propiedades físicas y mecánicas de los áridos

Áridos	Densidad (Mg/m ³)	Absorción agua (% peso)	Índice de Lajas (% peso)	Coefficiente Los Ángeles (% peso)
GN	2.74	0.83	24.79	18
GH	2.43	5.78	18.47	27
AN	2.76	1.18	-	-
AH	2.60	4.42	-	-
AM	2.48	5.39	-	-

Nota. – AN: arena natural; AH: arena reciclada de hormigón; AM: arena reciclada mixta; GN: grava natural; y GH: grava de hormigón

Respecto a la densidad, con los áridos reciclados se tiene una menor densidad que con los áridos naturales, independientemente de la fracción granulométrica de la que se trate. El descenso de esta propiedad se sitúa en 11%, 6% y 10% respecto a los áridos naturales para la grava de hormigón, arena de hormigón y arena mixta; respectivamente. Este resultado

está directamente relacionado con la presencia de mortero adherido en los áridos reciclados de hormigón (GH y AH), así como de cerámicos en la arena reciclada mixta [18, 19]. En cuanto a la absorción de agua, se aprecia que la GH, AH y AM tienen un coeficiente de absorción de agua a las 24 horas aproximadamente 7, 4 y 5 veces superior a los áridos naturales (GH y AH). Los valores obtenidos se encuentran por encima del límite máximo de un 5% en peso exigido por la EHE-08 para los áridos naturales destinados a la fabricación de hormigones estructurales. No obstante, indicar que la EHE-08 [7] en su anejo 15 establece la salvedad que cuando son utilizados áridos reciclados con un mayor coeficiente de absorción éstos podrán ser empleados siempre y cuando la combinación árido natural/ árido reciclado tenga un coeficiente de absorción no superior al valor indicado anteriormente.

Adicionalmente, la tabla 3 muestra el índice de lajas, poniéndose de relieve que la grava de hormigón tiene una forma menos lajosa que la grava natural machacada debido a que existen partículas que presentan una forma más redondeadas, tales como los áridos desligados y productos de hormigón. En cuanto al valor de este índice, señalar que ambos casos se encuentran por debajo del límite ($< 35\%$ en peso) establecido por la EHE-08 [7] para áridos destinados a la fabricación de hormigones.

Finalmente, indicar que la grava de hormigón tiene un coeficiente de los Ángeles 1,5 veces superior al árido natural, debido principalmente a la presencia de mortero adherido en este árido reciclado. En cuanto al valor obtenido se encuentra por debajo del valor máximo ($\leq 40\%$ peso) exigido para áridos destinados en la fabricación de hormigones estructurales.

3.2.- Caracterización de los hormigones

3.2.1.- Propiedades en estado fresco

La figura 2 muestra los resultados obtenidos de la consistencia en el cono de Abrams y densidad de los hormigones en estado fresco.

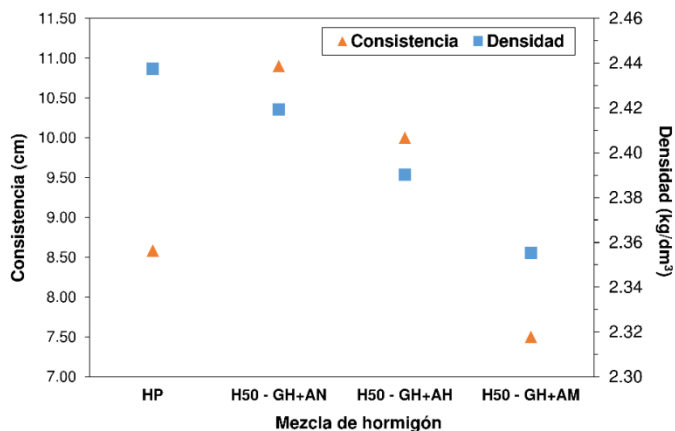


Figura 2. Propiedades en estado fresco de los hormigones

Respecto a la consistencia, se observa que la incorporación de árido reciclado no influye negativamente en la docilidad de la mezcla, mostrando el HP y el H50 – GH+AM una consistencia blanda (6 – 9 cm) y los hormigones H50 – GH+AN y H50 – GH+AH una consistencia fluida (10 – 15 cm). Adicionalmente, también se pone de manifiesto que la incorporación del árido fino reciclado produce una pequeña pérdida de la consistencia respecto a la incorporación individual de grava de hormigón (H50 – GH+AN), sin comprometer en ningún momento la trabajabilidad de los mismos.

En cuanto a la densidad del hormigón fresco, la figura 2 muestra una disminución de esta propiedad con la incorporación de árido reciclado. Este descenso se sitúa aproximadamente para el hormigón H50 – GH+AN, H50 – GH+AH y H50 – GH+AM en un 1%, 2% y 3% respecto al HP, respectivamente. Estos resultados observados están estrechamente relacionados con la menor densidad que tienen los áridos reciclados (ver tabla 3) respecto a los áridos naturales.

3.2.2.- Propiedades en estado endurecido

La figura 3 representa la resistencia a compresión, a tracción y a flexión de los hormigones estudiados a 28 días de curado, mostrando claramente que todos los hormigones tienen una resistencia mayor que la resistencia para la cual han sido diseñados (30 MPa).

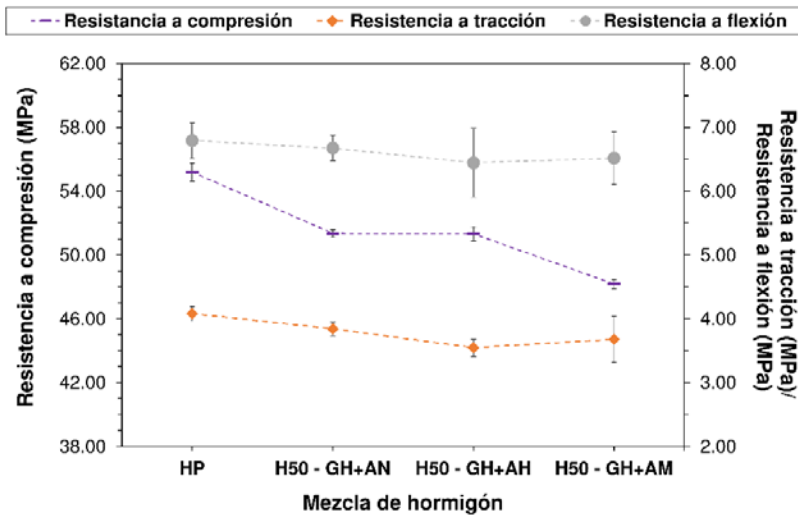


Figura 3. Prestaciones mecánicas de los hormigones

Asimismo, en esta figura se aprecia que la incorporación parcial de un 50% de grava de hormigón (H50 – GH+AN) produce aproximadamente una pérdida inferior al 6% de las prestaciones presentadas en el hormigón de referencia (HP). Respecto a la incorporación de las arenas recicladas, independiente de su origen, se observa nuevamente que las prestaciones analizadas se mantienen prácticamente constantes, registrándose pérdidas inferiores a un 7% de las mostradas por el hormigón H50 – GH+AN. Este comportamiento

observado está relacionado con las micropropiedades de las ITZs del árido reciclado/ pasta, tal y como observaron previamente Sáez del Bosque et al. [20].

4.- CONCLUSIONES

Las conclusiones obtenidas a partir de los resultados mostrados en el presente trabajo han sido las siguientes:

- Los áridos reciclados tienen una menor densidad (GH, AH y AM) e índice de lajas (GH) y un mayor coeficiente de los Ángeles (GH) y absorción de agua (GH, AH y AM) que los áridos naturales, debido a las características intrínsecas de los materiales constituyentes (mortero, productos de hormigón principalmente).
- La consistencia de los hormigones reciclados no se ve afectada de manera significativa por la incorporación simultánea de árido grueso y fino reciclado, presentando todos ellos una adecuada docilidad.
- La densidad en estado fresco de los hormigones reciclados es inferior al hormigón convencional, siendo este descenso mayor a medida que aumenta el porcentaje de árido reciclado mixto.
- Las prestaciones mecánicas (compresión, tracción y flexión) de los nuevos hormigones a 28 días presentan un pequeño descenso respecto al hormigón convencional HP. Asimismo, la incorporación simultánea de los áridos reciclado (grava y arena reciclada) no tiene un efecto negativo en las prestaciones finales.
- Los hormigones reciclados que incorporar simultáneamente grava de hormigón y arena reciclada de hormigón o mixta podrían ser empleados en el diseño de hormigones estructurales.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido realizado gracias a la financiación de los proyectos de investigación BIA 2013-48876-C3-1-R, BIA 2013-48876-C3-2-R y BIA2016-76643-C3-1-R concedidos por el Ministerio de Ciencias e Innovación, así como por la ayuda GR-15064 concedida al grupo de investigación MATERIA por parte de la Junta de Extremadura y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional – FEDER.

REFERENCIAS

- [1] Aid, G., Svedberg, B., and K. Kreft Burman, 'Market summary and development opportunities', <http://www.optimass.se/wp-content/uploads/2014/01/1-Simm-Center-Cluster-Market-Summary-and-Development-Opportunities-2014-11-18.pdf> [Fecha consulta: 13/07/2017], 2014, p. 18.
- [2] Comisión Europea, 'Service contract on management of construction and demolition waste – SR1', Brussels, 2011.
- [3] Etxeberria, M., Mari, A.R., and Vazquez, E., 'Recycled aggregate concrete as structural material', *Materials and Structures*, **40** (2007) 529-541.

- [4] Limbachiya, M.C., 'Recycled Aggregates: Production, Properties and Value-added Sustainable Applications', *Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition*, **25** (2010) 1011-1016.
- [5] Asociación alemana de certificación, 'DIN 4226-1:2000. Concrete Aggregate', Alemania, 2000.
- [6] RILEM, 'Specifications for concrete with recycled aggregates', *Materials and Structures*, **27** (1994) 557-559.
- [7] Comisión Permanente del Hormigón, 'Instrucción Hormigón Estructural. EHE-08', Primera Edición ed., Ministerio de Fomento, Madrid. Centro de Publicaciones, 2008.
- [8] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 197-1. Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes', AENOR, Madrid, 2011, p. 29.
- [9] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 1097-6. Ensayos para determinación las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 6: Determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua', AENOR, Madrid, 2014, p. 54.
- [10] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 933-3. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las partículas. Índice de lajas', AENOR, Madrid, 2012, p. 14.
- [11] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 1097-2. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación', AENOR, Madrid, 2010, p. 38.
- [12] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 12350-2. Ensayo de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento', AENOR, Madrid, 2009, p. 11.
- [13] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 12350-6. Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad', AENOR, Madrid, 2009, p. 12.
- [14] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 12390-3. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas', AENOR, Madrid, 2009, p. 20.
- [15] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 12390-6. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas', AENOR, Madrid, 2010, p. 13.
- [16] Asociación Española de Normalización, 'UNE-EN 12390-4. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 4: Resistencia a flexión de probetas', AENOR, Madrid, 2009, p. 12.

[17] Teychenné, D.C., Franklin, R.E., and Erntroy, H.C., 'Design of normal concrete mixes', Second Edition ed., IHS BRE Press, Garston , Watford, 2010.

[18] Medina, C., Zhu, W., Howind, T., Frías, M., and Sánchez de Rojas, M.I., 'Effect of the constituents (asphalt, clay materials, floating particles and fines) of construction and demolition waste on the properties of recycled concretes', *Construction and Building Materials*, **79** (2015) 22-33.

[19] Medina, C., Zhu, W., Howind, T., Sánchez de Rojas, M.I., and Frías, M., 'Influence of mixed recycled aggregate on the physical – mechanical properties of recycled concrete', *Journal of Cleaner Production*, **68** (2014) 216-225.

[20] Sáez del Bosque, I.F., Zhu, W., Howind, T., Matías, A., Sánchez de Rojas, M.I., and Medina, C., 'Properties of interfacial transition zones (ITZs) in concrete containing recycled mixed aggregate', *Cement and Concrete Composites*, **81** (2017) 25-34.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

El uso de hormigones reciclados en el sector agroganadero

Andrés Juan-Valdés ⁽¹⁾, Julia García-González ⁽¹⁾, Desirée Rodríguez-Robles ⁽¹⁾, Julia M^a Morán-del Pozo ⁽¹⁾, M. Ignacio Guerra-Romero ⁽¹⁾ y Nele De Belie ⁽²⁾

⁽¹⁾ Escuela Superior y Técnica de Ingeniería Agraria, Universidad de León, España.

⁽²⁾ Magnel Laboratory for Concrete Research, Universidad de Gante, Bélgica.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6557>

RESUMEN

El impacto medioambiental ocasionado durante las últimas décadas por el sector de la construcción, ha fomentado su interés por el conocimiento y uso de los materiales reciclados. En el presente estudio se muestran las diferencias de comportamiento existentes entre un hormigón convencional y un hormigón reciclado (50% del árido grueso natural se ha sustituido por árido reciclado mixto) cuando estos son utilizados en el sector agroganadero. Este tipo de ambientes son muy exigentes con los materiales constructivos, ya que la presencia de ácidos orgánicos generados por los efluentes del material ensilado y las excreciones de los animales junto con la abrasión mecánica ejercida por la maquinaria y los propios animales, ocasionan un alto nivel de degradación.

Empleando un equipo de ensayo de degradación acelerada implementado en la Universidad de Gante (Bélgica), se han sometido las probetas de hormigón a ciclos de degradación ácida en una mezcla de base acuosa donde se incorporan ácido láctico y ácido acético, con una concentración de 30g/l. Los resultados muestran como el hormigón reciclado presenta una mayor resistencia a los ataques ácidos y mecánicos que pueden darse en un ambiente ganadero, debido al efecto que ejerce el material cerámico sobre la red porosa del hormigón.

PALABRAS CLAVE: Ataque ácido, árido reciclado, residuos de construcción y demolición.

1.- INTRODUCCIÓN

El impacto medioambiental ocasionado durante las últimas décadas por el sector de la construcción, teniendo en cuenta tanto la elevada utilización de recursos naturales como la generación de grandes volúmenes de residuos, ha fomentado el interés de dicho sector por el conocimiento y uso de los hormigones reciclados. Este tipo de material proporciona una alternativa capaz de solventar los dos costes ecológicos mencionados anteriormente, ya que el uso de residuos de construcción y demolición en la elaboración de nuevos hormigones

disminuye las necesidades de deposición en el medio de dicho flujo residual, así como también reduce la demanda de nuevas extracciones.

En países como España y Portugal, donde la práctica constructiva está fuertemente caracterizada por el uso de materiales cerámicos como son ladrillos y tejas [1], el 70% de los residuos de construcción y demolición generados poseen al menos un 30% de material cerámico [2]. Si a este hecho se le une la buena resistencia que presentan este tipo de materiales constructivos frente a los ataques ácidos, resulta interesante analizar el comportamiento desarrollado por hormigones que incorporen áridos reciclados con contenidos elevados de fracción cerámica en ambientes ácidos, como es el caso del sector agroganadero.

Los ambientes agroganaderos son muy exigentes con los materiales constructivos, ya que la presencia de ácidos orgánicos generados por los efluentes del material ensilado y las excreciones de los animales junto con la abrasión mecánica ejercida por los animales y la maquinaria, ocasionan un alto nivel de degradación [3]. El material ensilado que se almacena en silos horizontales de hormigón produce alrededor de 140 l/t de efluentes que contienen ácido acético y láctico, con un valor de pH cercano a 4 [4]. Si se trata de estiércol líquido, este contiene una mezcla de ácidos volátiles como son el acético, el propiónico, el butírico y el isobutírico, con un pH alrededor de 6-8 [5]. Estudios existentes de Bertron et al. [6] sugirieron que el uso de ácido acético es adecuado para recrear el ataque ácido del estiércol líquido sobre el hormigón, mientras que provoca efectos más suaves que los producidos por efluentes de ensilado. Por lo tanto, para simular el deterioro del hormigón en ambos ambientes agrícolas, se combinaron el ácido láctico y el acético ($\text{CH}_3\text{-CHOH-COOH}$ y $\text{CH}_3\text{-COOH}$). El proceso de cepillado que se llevó a cabo puede equipararse a la abrasión típica de desgaste ocasionada por animales y máquinas [7].

2.- MATERIAL Y MÉTODOS

2.1.- Materiales

Para todas las muestras de hormigón, se ha empleado cemento tipo CEM III/B 42.5 N SR LH LA, agua de grifo y áridos naturales silíceos. Como árido reciclado se emplean 4 tipos distintos de material (AR-1, AR-2, AR-3, AR-4), diferenciados entre sí por su contenido de fracción cerámica principalmente, de manera que el árido identificado con el número 1 se corresponde con el menor contenido de material cerámico y al mayor contenido de cerámica se le asigna el número 4. En la Tabla 1 se pueden observar los distintos componentes que integran las distintas muestras determinados según la norma EN 933-11/AC (2009) [8]. Tres de las muestras utilizadas son áridos comerciales facilitados por plantas de gestión de residuos de construcción y demolición españolas y belgas: TEC-REC, Madrid, España (AR-1); ARD, Amberes, Bélgica (AR-2); y Bierzo Recicla, Castilla y León, España (AR-4). Sin embargo, la muestra AR-3 ha sido obtenida en laboratorio, con el fin de alcanzar un contenido de fracción cerámica prefijado. La caracterización de los áridos (Tabla 1) se ha llevado a cabo de acuerdo a las normas UNE-EN 933-1: 2012 [9], UNE-EN 933-3: 2012 [10], UNE-EN 1097-6:2001/A1:2006 [11] y UNE-EN 1097-2: 2010 [12].

Tabla 1. Composición y caracterización física y mecánica de los áridos reciclados.

	<i>AR-1</i>	<i>AR-2</i>	<i>AR-3</i>	<i>AR-4</i>
Composición				
Ru (piedra natural) (%)	17.51	22.46	15.07	0.00
Rc (hormigón) (%)	44.11	37.05	17.31	0.00
Rb (ladrillos y tejas) (%)	33.56	38.44	66.38	100.00
Ra (mat. bituminoso) (%)	0.44	1.74	0.43	0.00
Rg (vidrio) (%)	0.75	0.00	0.19	0.00
X (yeso e impurezas) (%)	3.64	0.30	0.63	0.00
Caracterización física y mecánica				
Contenido de finos (%)	0.06	0.03	0.05	0.08
Índice de lajas (%)	14.75	19.10	24.67	32.13
Densidad de partículas secadas en estufa (Mg/m ³)	2.08	2.06	1.94	1.80
Absorción de agua (%)	8.53	8.64	10.44	10.77
Coefficiente de Los Ángeles (%)	40.99	39.00	33.23	40.00

Los valores obtenidos durante la caracterización se han contrastado con los requisitos establecidos en la instrucción EHE-08 (2008) [13] y la norma UNE-EN 12620:2003+A1:2009 [14], comprobándose que todos los límites se cumplen (ya sea en el estado original de las muestras en su recepción o tras haber sido sometidas a un proceso de tamizado), a excepción de su elevada absorción de agua, tratándose de un problema intrínseco al uso de áridos reciclados, debido principalmente a las cantidades de mortero adherido que presentan.

Tanto las dosificaciones de los hormigones reciclados (HR-1, HR-2, HR-3, HR-4, designadas con un dígito numérico que permite relacionarlas con el tipo de árido reciclado que incorporan) como la del hormigón convencional utilizado como control (HC) (Tabla 2) se han calculado en base al método De la Peña [15] y la parábola de Fuller [16], para una relación agua/cemento de 0.55 y un contenido de cemento de 390.91 kg/m³. En las muestras de hormigón reciclado, se sustituye un 50% del árido grueso natural por árido reciclado mixto procedente de las distintas muestras.

Tabla 2. Dosificación de los hormigones elaborados

	<i>HC</i>	<i>HR-1</i>	<i>HR-2</i>	<i>HR-3</i>	<i>HR-4</i>
Agua (l/m ³)	215	215	215	215	215
Cemento (kg/m ³)	390.91	390.91	390.91	390.91	390.91
Arena (kg/m ³)	480.48	703.46	736.08	766.73	821.06
Grava 2-8 mm (kg/m ³)	1000.3	368.32	356.9	335.93	307.79
Grava 8-16 mm (kg/m ³)	250.07	92.08	89.23	83.98	76.95
Árido reciclado (kg/m ³)	0	460.4	446.13	419.92	384.74

2.2.- Resistencia frente a ataques de degradación ácida acelerada

Para evaluar la resistencia alcanzada por los distintos hormigones frente a ataques ácidos se ha utilizado el equipo de degradación ácida acelerada desarrollado en la Universidad de Gante por De Belie et al. [17] (Fig. 1: a. Equipo de ensayo de degradación ácida acelerada; b. Recipientes para la solución ácida y cubiertas para disminuir la evaporación; c. Dispositivo de cepillado mecánico; d. Controlador de velocidades; e. Dispositivo laser de medición). Dicho equipo permite combinar el ataque químico desarrollado por la solución ácida empleada (base acuosa donde se incorporan ácido láctico y ácido acético con una concentración de 30g/l) y el desgaste mecánico que provoca el barrido de las probetas mediante cepillos rotatorios.

Para llevar a cabo este ensayo, se elaboran probetas cilíndricas de 230 mm de diámetro y 70 mm de alto, las cuales son provistas de una placa metálica en su superficie perimetral que servirá como punto de referencia en la toma de medidas mediante laser (Fig. 2: a. Probetas para en ensayo de degradación ácida acelerada; b. Probetas provistas de placa metálica para referenciar el inicio de las mediciones). En cada ciclo de degradación, las probetas están rotando durante 7 días, alternando de este modo su contacto con la solución ácida y con el aire. Tras este periodo, los recipientes de ácido se bajan permitiendo el secado de las probetas durante 2 horas y se aplican tres barridos sobre la superficie de ensayo, el cual simula el desgaste mecánico. Un sistema de medición laser, permite posteriormente cuantificar la disminución de radio experimentada por las probetas, y de este modo la resistencia de los distintos materiales frente a este tipo de degradación.

Antes de iniciar los ciclos de desgaste, se lleva a cabo el registro de la distancia existente entre la probeta y el sensor laser (para obtener el radio inicial de la probeta), mientras la probeta gira a la velocidad de rotación más alta que permite el aparato (24.41 rev/h). Haciendo uso de una palanca manual de control de velocidad (Fig. 1.d.), el equipo permite conseguir dos velocidades de giro, la más alta que se activa durante las mediciones laser, el cepillado y el secado de las probetas (24.41 rev/h), y otra más baja (1.04 rev/h) que se emplea durante el ataque ácido. Durante el ensayo, las probetas se someten a 6 ciclos de degradación, para los que se cuantifica la degradación experimentada por las probetas en función de las variaciones de radio registradas por el dispositivo medidor laser. Además, se ha controlado el valor del pH que presenta la solución ácida en contacto las probetas tanto al inicio como al final de cada ciclo, ya que se trata de un parámetro influyente en la intensidad del efecto degradante.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 3 muestra la evolución del pH de la solución ácida durante los 6 ciclos de degradación, observándose que los valores del parámetro oscilan entre 2.1-2.3 al inicio de cada ciclo y van aumentando hasta valores de 4.4-4.5 al transcurrir los 7 días que integran un ciclo. Estos valores son similares a los observados por autores como Gruyaert [18], quien también analiza el comportamiento de hormigones reciclados en ambientes agrícolas.

Se ha observado como a medida que aumenta el número de ciclos experimentados, el nivel de neutralización de la solución ácida disminuye con el aumento de contenido cerámico presente en la muestra (Fig. 4). Dicho resultado muestra una menor decalcificación de los productos de hidratación en presencia de árido reciclado.



Figura 1. Equipo de ensayo de degradación ácida acelerada

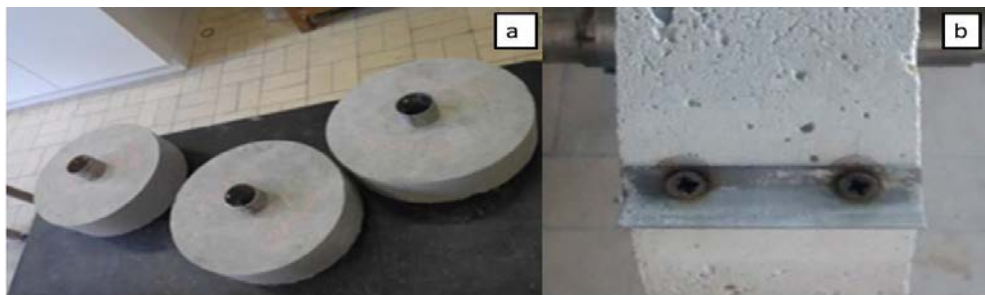


Figura 2. Probetas para en ensayo de degradación ácida acelerada. Probetas provistas de placa metálica para referenciar el inicio de las mediciones

El uso de hormigones reciclados en el sector agroganadero

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

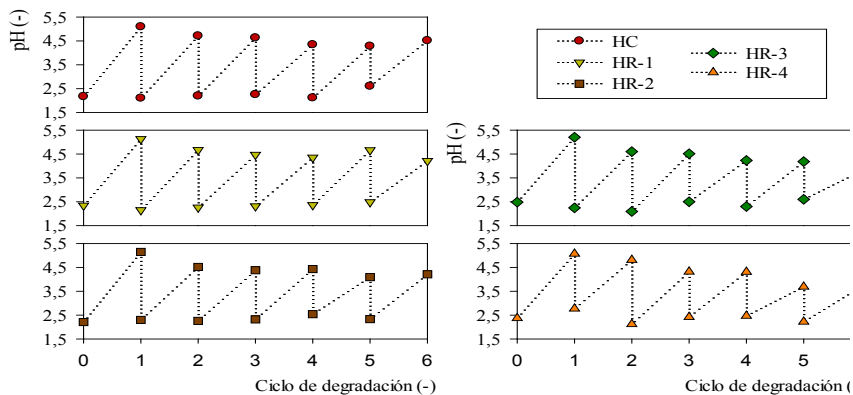


Figura 3. Evolución del pH de la solución ácida durante el ensayo de degradación acelerada

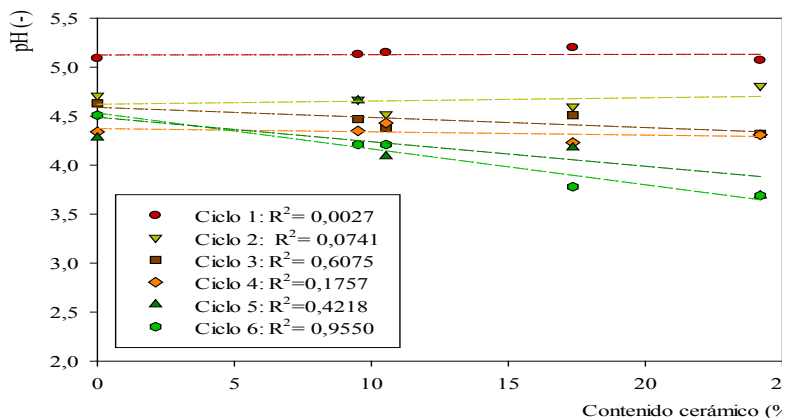


Figura 4. Relación entre el pH y el contenido de material cerámico en el peso total del árido

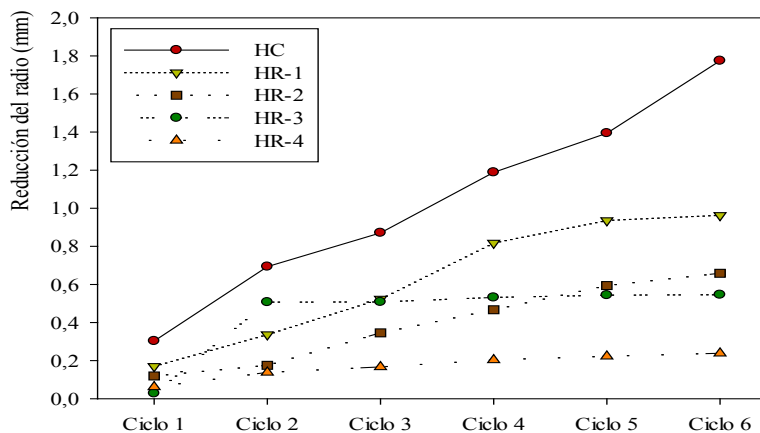


Figura 5. Evolución de la reducción de radio experimentada por las distintas mezclas de hormigón

La disminución de radio experimentada por cada una de las muestras de hormigón a medida que aumentaba el número de ciclos de degradación se representa en la Figura 5. En ella se puede observar como las muestras con mayor contenido cerámico son las que menores disminuciones de radio han experimentado al final del ensayo.

El mejor rendimiento de los hormigones reciclados frente a los ataques ácidos puede explicarse por el efecto beneficioso de los materiales puzolánicos presentes en los residuos de construcción y demolición [4] y la presencia de elementos secundarios como el hierro, el aluminio, etc., en la matriz de cemento como consecuencia de la incorporación de áridos reciclados [19], las cuales alteran el proceso de hidratación de los productos cementantes [18]. Por otro lado, cabría destacar que la sustitución de los áridos naturales por áridos reciclados, con niveles de absorción de agua superiores, reduce la relación agua/cemento efectiva de la mezcla [18-21], con lo que el volumen de la red porosa de la matriz cementante es inferior, resultando en una mejor respuesta del material frente a ataques por medios fluidos. Por ello, se obtuvieron niveles de correlación significativos entre la reducción de radios registrada y el contenido cerámico presente en los áridos (Fig. 6).

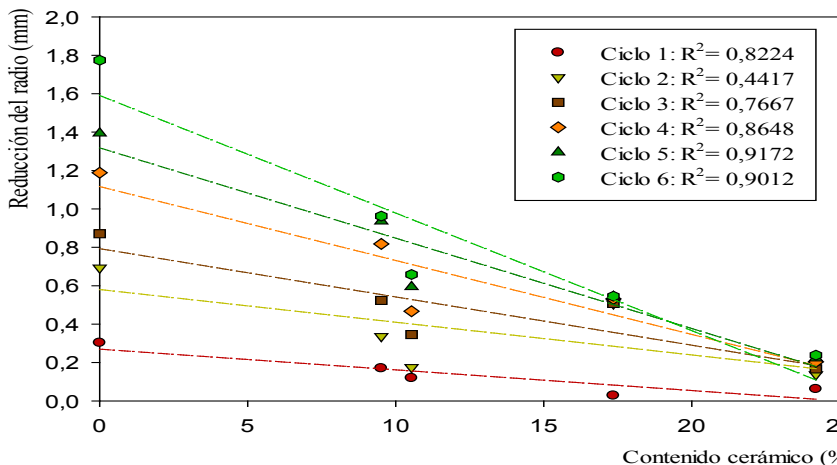


Figura 6. Relación entre la reducción de radio y el contenido de material cerámico en el peso total del árido

Los resultados relativos a la variación de radio se corresponden con la inspección visual que fue llevada a cabo durante el desarrollo del ensayo, la cual se presenta en la Figura 7, donde se muestra el estado de las distintas probetas al inicio del ensayo y tras haber sido sometidas a 3 y 6 ciclos de degradación ácida acelerada. El aspecto final de las distintas muestras permite apreciar como a medida que aumenta el contenido cerámico de las probetas, su superficie de ensayo ha desarrollado una menor degradación.

El uso de hormigones reciclados en el sector agroganadero

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

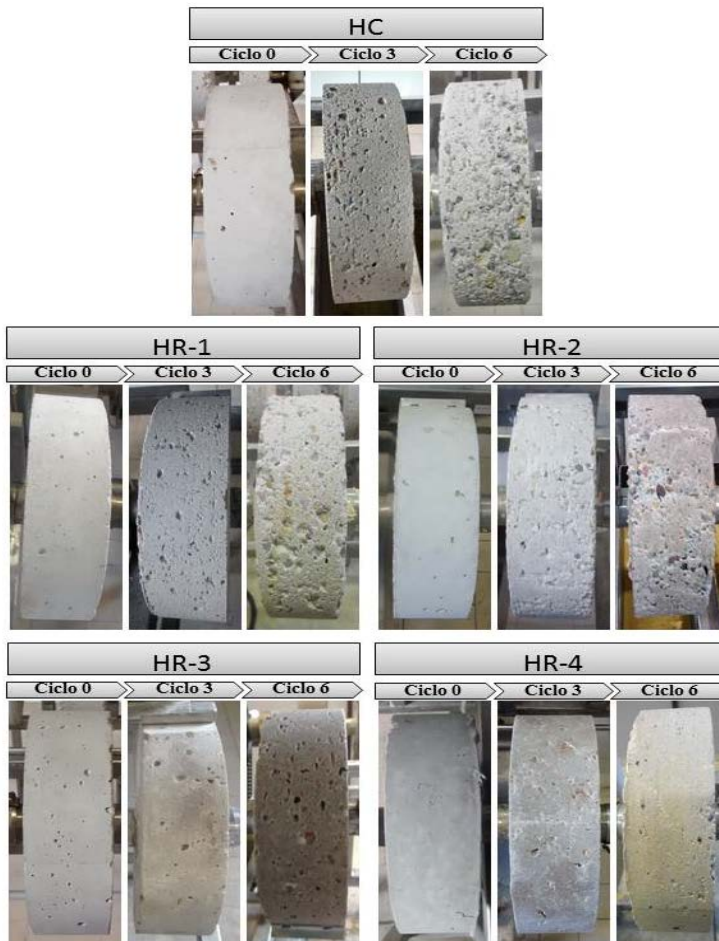


Figura 7. Evolución de la degradación superficial de las probetas

4.- CONCLUSIONES

La sustitución parcial de áridos gruesos naturales por áridos reciclados mixtos y cerámicos procedentes de residuos de construcción y demolición, pese a los elevados valores de absorción de agua que presentan estos últimos, logra alcanzar comportamientos adecuados en determinadas circunstancias, como las estudiadas en el presente trabajo, en las que el hormigón reciclado llega incluso a superar las prestaciones ofrecidas por un hormigón convencional. Cuando los hormigones reciclados se someten a ciclos de degradación ácida acelerada, su comportamiento resistente tiende a intensificarse a medida que se incrementa el contenido de fracción cerámica presente en los áridos incorporados. Dicha respuesta se debe principalmente a dos factores, la actividad puzolánica desarrollada por este tipo de áridos donde el contenido de material cerámico es significativo y las alteraciones

provocadas en la red porosa del hormigón ocasionadas por la mayor absorción de agua intrínseca a los áridos reciclados.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo ha sido desarrollado gracias a la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto BIA2013-48876-C3-3-R, así como de la ayuda FPI BES-2011-047159 asociada al proyecto BIA2010-21194-C03-02. También a la financiación del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte por la ayuda FPU AP2010-0613. Finalmente, los autores agradecen la desinteresada participación de las empresas TEC-REC desde Madrid; ARD desde Amberes; y Bierzo Recicla desde Castilla y León.

REFERENCIAS

- [1] de Brito, J., Pereira, A.S., and Correia, J.R., 'Mechanical behaviour of non-structural concrete made with recycled ceramic aggregates', *Cement and Concrete Composites* **27** (4) (2005) 429–433.
- [2] Güell-Ferré, A., Vázquez-Ramonich, E., Varela-Pinto, E., Serna-Ros, P., Martínez-Abella, F., López-Gayarre, F., Barra-Bizinotto, M., Tirado-Alonso, A., Romero-Casado, A., and Girbés-Clari, I., 'Guía Española de áridos reciclados procedentes de Residuos de Construcción y Demolición', (Fueyo Editores, Madrid, 2012).
- [3] Zivica, V. and Bajza, A., 'Acidic attack of cement based materials — a review.: Part 1. Principle of acidic attack', *Construction and Building Materials* **15** (8) (2001) 331–340.
- [4] O'Donnell, C., Dodd, V.A., O'Kiely, P., and Richardson, M., 'A Study of the Effects of Silage Effluent on Concrete: Part 1, Significance of Concrete Characteristics', *Journal of Agricultural Engineering Research* **60** (2) (1995) 83–92.
- [5] Williams, A.G., 'Organic acids, biochemical oxygen demand and chemical oxygen demand in the soluble fraction of piggery slurry', *Journal of the Science of Food and Agriculture* **34** (3) (1983) 212–220.
- [6] Bertron, A., Duchesne, J., and Escadeillas, G., 'Attack of cement pastes exposed to organic acids in manure', *Cement and Concrete Composites* **27** (9–10) (2005) 898–909.
- [7] Hutchings, I.M., 'Abrasion processes in wear and manufacturing', *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part J: Journal of Engineering Tribology* **216** (2) (2002) 55–62.
- [8] UNE-EN 933-11:2009/AC:2010. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 11: Ensayo de clasificación de los componentes de los áridos gruesos reciclados. AENOR. Madrid. España. 2010.

- [9] UNE-EN 933-1. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado. AENOR. Madrid. España. 2012.
- [10] UNE-EN 933-3. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las partículas. Índice de lajas. AENOR. Madrid. España. 2012.
- [11] UNE-EN 1097-6:2001/A1:2006. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 6: Determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua. AENOR. Madrid. España. 2014.
- [12] UNE-EN 1097-2: 2010. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación. AENOR. Madrid. España. 2010.
- [13] EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento. España. 2008.
- [14] UNE-EN 12620:2003+A1:2009. Áridos para hormigón. AENOR. Madrid. España. 2009.
- [15] Jiménez Montoya,P., Arroyo Portero,J.C., Morán Cabré,F., and García Meseguer,Á., 'Hormigón Armado: basado en la EHE-2008. Adaptada al Código Modelo y al Eurocódigo. EC-2', (Gustavo Gili, España, 2009).
- [16] Fuller,W.B. and Thompson,S.E., 'The laws of proportioning concrete', Transactions of the American Society of Civil Engineers **59** (2) (1907) 67–143.
- [17] De Belie,N., Monteny,J., and Taerwe,L., 'Apparatus for accelerated degradation testing of concrete specimens', Materials and Structures **35** (7) (2002) 427–433.
- [18] Gruyaert,E., 'Effect of blast-furnace slag as cement replacement on hydration, microstructure, strength and durability of concrete', (Universidad de Gante, Gante, 2011).
- [19] Bertron,A., Escadeillas,G., and Duchesne,J., 'Cement pastes alteration by liquid manure organic acids: chemical and mineralogical characterization', Cement and Concrete Research **34** (10) (2004) 1823–1835.
- [20] De Belie,N., Verselder,H.J., De Blaere,B., Van Nieuwenburg,D., and Verschoore,R., 'Influence of the cement type on the resistance of concrete to feed acids', Cement and Concrete Research **26** (11) (1996) 1717–1725.
- [21] De Belie,N., 'On-farm trial to determine the durability of different concrete slats for fattening pigs', Journal of agricultural engineering research **68** (4) (1997) 311–316.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Resistencia de los hormigones elaborados con árido reciclado frente a ciclos de hielo-deshielo

Andrés Juan-Valdés ⁽¹⁾, Desirée Rodríguez-Robles ⁽¹⁾, Julia García-González ⁽¹⁾, Julia M^a Morán-del Pozo ⁽¹⁾, M. Ignacio Guerra-Romero ⁽¹⁾ y Nele De Belie ⁽²⁾

⁽¹⁾ Escuela Superior y Técnica de Ingeniería Agraria, Universidad de León, España.

⁽²⁾ Magnel Laboratory for Concrete Research, Universidad de Gante, Bélgica.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6559>

RESUMEN

Los prometedores resultados alcanzados por los hormigones que incorporan áridos reciclados procedentes de hormigón en el sector de los pavimentos, han fomentado el interés por aumentar el espectro de materiales susceptibles de ser reciclados. Atendiendo al significativo volumen que supone en países como España y Portugal la fracción cerámica del total de los residuos de construcción y demolición, este estudio analiza el comportamiento de los hormigones que incorporan áridos reciclados mixtos y cerámicos frente a ciclos de hielo-deshielo. Para ello se elaboran 3 tipos de hormigón: un hormigón convencional con árido 100% natural, un hormigón reciclado donde el 50% del árido grueso natural es sustituido por árido reciclado mixto, y otro hormigón reciclado, donde el porcentaje de sustitución se mantiene en 50%, pero se utiliza árido reciclado cerámico. Los resultados alcanzados demuestran que las caras moldeadas de los hormigones reciclados mantienen los niveles de resistencia a hielo-deshielo experimentados por el hormigón convencional cuando el porcentaje de material cerámico es bajo, y superan dichos niveles cuando el porcentaje de cerámica aumenta. En las superficies enrasadas, la presencia de árido reciclado supone una pérdida de resistencia a los ciclos de hielo-deshielo, siendo menos intensa esta pérdida cuanto mayor es el contenido cerámico.

PALABRAS CLAVE: Hormigón reciclado, hielo-deshielo, sales descongelantes.

1.- INTRODUCCIÓN

El sector de los pavimentos es una de las aplicaciones del hormigón donde mejor aceptación ha experimentado la utilización de áridos reciclados. Centrándose principalmente en la incorporación de áridos reciclados procedentes de hormigón en su totalidad, debido a que se trata de un material inerte y con un gran potencial de reutilización. Los prometedores resultados alcanzados por esta aplicación han fomentado el interés por aumentar el espectro de materiales susceptibles de ser reciclados. Teniendo en cuenta el significativo volumen que supone en países como España y Portugal la fracción

cerámica del total de los residuos de construcción y demolición [1], resulta de especial interés en estos lugares analizar el comportamiento de los hormigones que incorporan áridos reciclados en distintas aplicaciones, como es el sector de los pavimentos. Son diversos los países que permiten y regulan el uso de áridos reciclados de hormigón en este tipo de aplicaciones, por lo que existen diversas publicaciones que han estudiado la durabilidad de los hormigones que incorporan este tipo de árido frente a condiciones atmosféricas caracterizadas por bajas temperaturas. Algunos autores [2-4] han sostenido un peor desempeño de los hormigones debido a la presencia de mortero adherido, especialmente cuando su procedencia es un hormigón original elaborado sin aditivos aireantes [5], o a la saturación total de los áridos reciclados, con el objetivo de alcanzar unas consistencias adecuadas [6]. Sin embargo, Yildirim et al. [7] y de Oliveira and Vazquez [8] observaron mejoras en el comportamiento del material frente a este tipo de condiciones atmosféricas cuando los áridos reciclados se incorporan a la mezcla en un estado de saturación parcial. Otros autores [9-14], aplicando diferentes técnicas (eliminación de mortero adherido, uso de aditivos, ajustes de la dosificación en base al contenido de mortero equivalente o la eliminación de impurezas), han logrado obtener hormigones con áridos reciclados de hormigón y similares o mejores durabilidades a las mostradas por hormigones convencionales. Para el caso de hormigones que incorporen árido reciclado con contenidos altos de material cerámico, son muchos menos los estudios que se han llevado a cabo. Topçu y Canbaz [15] y Adamson et al. [16] alcanzaron un aumento de la resistencia frente a ciclos hielo-deshielo cuando utilizaban tejas y ladrillos en sustituciones totales o parciales de los áridos naturales. Medina et al. [17] registraron degradaciones de material similares para hormigones convencionales y para sustituciones del 20 y 25%. Topçu y Sengel [18] y Bazaz y Khayati [19] obtuvieron leves disminuciones de resistencia cuando incorporaban ladrillo triturado. Cuando se emplean áridos reciclados mixtos, algunos autores como Dhir y Paine [20] alcanzaron disminuciones apreciables de resistencia ante ciclos de hielo-deshielo por parte de los hormigones reciclados frente a los convencionales. Sin embargo, autores como Richardson et al. [21] afirmaron que el uso de áridos reciclados con contenidos elevados de material cerámico mejoraba la durabilidad de los hormigones elaborados. Por lo tanto, resulta de gran interés analizar el comportamiento durable de los hormigones elaborados con un contenido significativo de fracción cerámica reciclada como árido grueso.

2.- MATERIAL Y MÉTODOS

Para la elaboración de las muestras de hormigón se ha empleado cemento tipo CEM III/B 42.5 N SR LH LA, agua de grifo y áridos naturales silíceos. Como árido reciclado se emplean dos muestras de material procedentes de plantas de gestión de residuos de construcción y demolición españolas. En la Tabla 1 se pueden observar los distintos componentes que integran la muestra ARM (procedente de la empresa madrileña TEC-REC) y la muestra ARC (suministrada por la empresa Bierzo Recicla con localización en Castilla y León), determinados según la norma EN 933-11/AC (2009) [22]. La caracterización de los áridos (Tabla 1) se ha llevado a cabo de acuerdo a las normas UNE-EN 933-1: 2012 [23], UNE-EN 933-3: 2012 [24], UNE-EN 1097-6:2001/A1:2006 [25] y UNE-EN 1097-2: 2010 [26].

Tabla 1. Composición y caracterización física y mecánica de los áridos reciclados

	<i>ARM</i>	<i>ARC</i>
Composición		
Ru (piedra natural) (%)	17.51	0.00
Rc (hormigón) (%)	44.11	0.00
Rb (ladrillos y tejas) (%)	33.56	100.00
Ra (mat. bituminoso) (%)	0.44	0.00
Rg (vidrio) (%)	0.75	0.00
X (yeso e impurezas) (%)	3.64	0.00
Caracterización física y mecánica		
Contenido de finos (%)	0.06	0.08
Índice de lajas (%)	14.75	32.13
Densidad de partículas secadas en estufa (Mg/m ³)	2.08	1.80
Absorción de agua (%)	8.53	10.77
Coefficiente de Los Ángeles (%)	40.99	40.00

Tanto las dosificaciones de los hormigones reciclados (hormigón que incorpora ARM, HRM y hormigón que incorpora ARC, HRC) como la del hormigón convencional (HC) (Tabla 2) se han calculado en base al método De la Peña [27] y la parábola de Fuller [28], para una relación a/c de 0.55 y un contenido de cemento de 390.91 kg/m³. En las muestras de hormigón reciclado, se sustituye un 50% del árido grueso natural por árido reciclado.

Tabla 2. Dosificación de los hormigones elaborados

	<i>HC</i>	<i>HRM</i>	<i>HRC</i>
Agua (l/m ³)	215	215	215
Cemento (kg/m ³)	390.91	390.91	390.91
Arena (kg/m ³)	480.48	703.46	821.06
Grava 2-8 mm (kg/m ³)	1000.3	368.32	307.79
Grava 8-16 mm (kg/m ³)	250.07	92.08	76.95
Árido reciclado (kg/m ³)	0	460.4	384.74

El comportamiento de los hormigones frente a los ciclos hielo-deshielo en combinación con el efecto de las sales descongelantes se evalúa según la norma UNE EN 1339:2004 [29]. Las probetas ensayadas de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura son extraídas de una pieza poliédrica de 400x400x100 mm, obteniéndose 3 probetas con una superficie de ensayo enrasada manualmente y otras 3 con superficies moldeadas hacia la cara inferior del molde durante el encofrado. Las probetas se colocan en el interior de segmentos de tubo de PVC quedando embebidas exteriormente en resina epoxi a excepción de su cara de ensayo, sobre la que se colocará una lámina de la solución de ensayo. Tras comprobar la estanqueidad del conjunto, las muestras se aíslan térmicamente y se vierte la solución de ensayo con base acuosa y 3% de NaCl. Posteriormente, las probetas se introducen en la

cámara de hielo-deshielo, modelo WT3 y marca Weiss Technik, para ser sometidas a 28 ciclos. Transcurridos 7, 14, 21 y 28 ciclos, se recoge en un filtro de papel la cantidad de material desprendido, para obtener la tendencia de degradación.

La distribución de tamaños de poro presente en cada una de las muestras de hormigón se determina según el procedimiento descrito en la norma ASTM D4404-10 [30] y haciendo uso de un porosímetro de intrusión de mercurio modelo Micromeritics Autopore IV 9500.

3.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El deterioro superficial experimentado por las muestras de hormigón sometidas a 7, 14, 21 y 28 ciclos de hielo-deshielo se presenta en la Figura 1. En ella se puede observar como las caras moldeadas de la muestra HRC conservan en gran medida su capa de pasta cementante superficial, sin embargo, el resto de las muestras no han conservado dicha capa desde el ciclo 14 o incluso llegando a perderla en algunos casos antes del ciclo 7. También se aprecia como en la mayoría de las caras enrasadas manualmente se han desprendido áridos completos a partir del ciclo 14, lo cual se debe a los incrementos de presión generados en las zonas de transición árido-pasta durante las fases de congelación del agua en presencia de NaCl, resultando en el desprendimiento completo de algunos áridos localizados en la zona superficial [31]. Sin embargo, el desprendimiento gradual de áridos que han experimentado los distintos hormigones ha seguido una simultaneidad cronológica para las tres muestras, pudiéndose interpretar por lo tanto que a pesar de la mayor absorción de agua presentada por los áridos reciclados, estos alcanzan niveles de resistencia similares a los áridos naturales en atmósferas caracterizadas por las bajas temperaturas.

La Figura 2, muestra cuantitativamente la cantidad de material desprendido en cada uno de los hormigones, representando por un lado las caras moldeadas y por otro lado las caras enrasadas manualmente. Para los dos tipos de acabado superficial, la pérdida de masa es superior en los primeros ciclos ensayados y tiende a disminuir a medida que el ensayo avanza. Este comportamiento se debe a la existencia de la estrecha capa de mortero que se crea en las zonas superficiales de las probetas de hormigón, donde la microestructura de la pasta cementante es diferente a la constituida en zonas más internas [32]. Medina et al. [17] también apuntan a una menor resistencia del material durante los primeros ciclos del ensayo. Analizando los resultados obtenidos para los distintos acabados, se puede observar como al final del ensayo, las caras enrasadas manualmente presentan un 44%, 66% y 95% más de material desprendido que las caras moldeadas para las muestras HC, HRM y RHC respectivamente. La gran variación observada entre los distintos tipos de acabado superficial para la muestra RHC se debe principalmente al desprendimiento de áridos gruesos completos que se desprenden en el caso de las caras enrasadas, mientras que para las caras moldeadas, el material desprendido únicamente incluye pasta cementante y árido fino. Autores como Van den Heede [33] también han observado como hormigones elaborados sin aditivos aireantes presentan grandes diferencias de comportamiento entre los distintos tipos de acabado superficial.

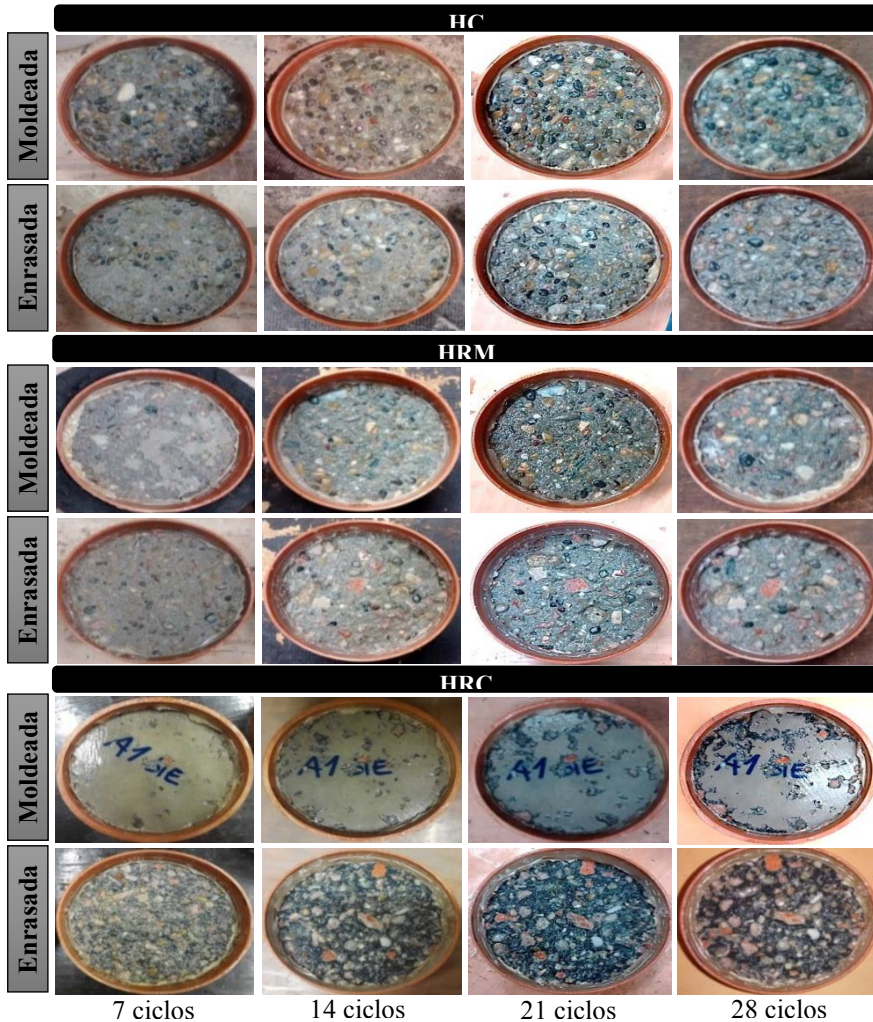


Figura 1. Superficie de las probetas de hormigón sometidas a ciclos de hielo-deshielo

Atendiendo a las caras moldeadas, la mezcla HRC experimenta la menor pérdida de masa (72% menor que la muestra HC). Al final del ensayo las muestras HC y HRM presentan pérdidas similares de material, sin embargo, las cantidades de material desprendido han sido ligeramente inferiores para el caso de la muestra HRM durante los primeros ciclos. Tratándose de un comportamiento similar al publicado por Medina et al. [17], quienes atribuyen estos resultados a una estructura de poros más fina existente en los hormigones reciclados. El análisis de los resultados sugiere que para el caso de las caras moldeadas existe una relación lineal entre el daño provocado por los ciclos de hielo-deshielo y la cantidad de material cerámico presente en el volumen total de áridos gruesos (Fig. 3), lo cual indica que la composición del árido reciclado juega un papel fundamental en la

resistencia del hormigón frente a las bajas temperaturas. Por el contrario, en el caso de las caras enrasadas, los hormigones reciclados presentaron un peor comportamiento que el hormigón convencional. Tras 28 ciclos de hielo-deshielo, la muestra CC presentó una pérdida de masa 26% menor que HRM y 8% menor que HRC. Por lo que no se ha encontrado relación entre la resistencia de las caras enrasadas de los hormigones y la cantidad de material cerámico de los áridos.

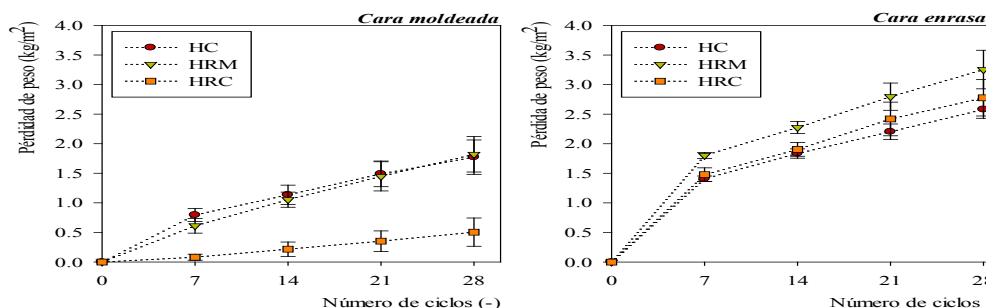


Figura 2. Pérdida de masa acumulada de los hormigones sometidos a ciclos de hielo-deshielo

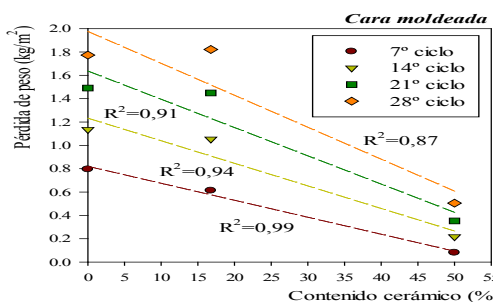


Figura 3. Relación entre la cantidad de material desprendido y el contenido de material cerámico

La Figura 4 presenta la distribución porosa de cada muestra y en ella se observa como el mayor volumen de poros para los hormigones reciclados se localiza en diámetros inferiores a 1 mm. Similares resultados fueron publicados por Medina et al. [17], quienes afirman que la estructura porosa que presentan los hormigones elaborados con áridos reciclados cerámicos contribuye a un buen comportamiento bajo condiciones de hielo-deshielo, porque el volumen ocupado por los cristales de agua solidificada en la fase de congelación es inferior [32,34] y redistribuye los puntos con incrementos de presión, de manera que el daño provocado disminuye [32,35]. Aunque la porosidad presentada por los áridos reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición se relaciona con un mejor comportamiento de los hormigones frente a los ciclos de hielo-deshielo [21] debido a su alta capacidad para disipar las presiones hidráulicas generadas en la estructura porosa del hormigón [36], este efecto solo se ha observado en las caras moldeadas de la muestra HRC. Diversos autores [37–40] mantienen que la distribución de poros presentada por los áridos cerámicos provoca un efecto similar al de los aditivos aireantes en cuanto a su formación de

espacios adicionales que permiten la disipación de presiones desarrolladas dentro de las estructuras de hormigón a causa de la expansión del agua durante su congelación.

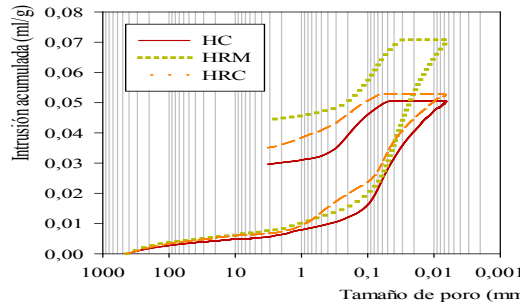


Figura 4. Distribución del tamaño de poros de las muestras HC, HRM y HRC.

4.- CONCLUSIONES

El uso de áridos reciclados mixtos y cerámicos como sustitución de áridos gruesos naturales permite obtener hormigones con prestaciones similares o incluso superiores a las conseguidas por hormigones convencionales cuando estos son sometidos a ciclos de hielo-deshielo en presencia de sales descongelantes, siempre y cuando las caras expuestas hayan sido moldeadas hacia las piezas de encofrado. Su comportamiento resistente tiende a aumentar a medida que el contenido cerámico asciende, ya que la red porosa presentada por los áridos cerámicos mejora la resistencia de los elementos de hormigón frente a ciclos de hielo-deshielo debido a su capacidad para disipar las presiones hidráulicas generadas. Sin embargo, cuando la superficie expuesta a las condiciones ambientales descritas se enrasa mediante técnicas manuales o de tratamiento mecánico aplicadas directamente sobre la superficie que no mantiene contacto con los moldes, los resultados alcanzados por los hormigones se invierten, desarrollándose las mejores prestaciones en el hormigón convencional. Comparando entre sí los dos hormigones con áridos reciclados, resulta en un mejor comportamiento la muestra con mayor contenido cerámico.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo ha sido desarrollado gracias a la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto BIA2013-48876-C3-3-R, así como de la ayuda FPI BES-2011-047159 asociada al proyecto BIA2010-21194-C03-02. También se agradece la financiación del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte por la ayuda FPU AP2010-0613. Finalmente, los autores agradecen la desinteresada participación de las empresas TEC-REC de Madrid y Bierzo Recicla de Castilla y León.

REFERENCIAS

- [1] de Brito, J., Pereira, A.S., and Correia, J.R., 'Mechanical behaviour of non-structural concrete made with recycled ceramic aggregates', *Cement and Concrete Composites* **27** (4) (2005) 429–433.

- [2] Zaharieva,R., Buyle-Bodin,F., and Wirquin,E., 'Frost resistance of recycled aggregate concrete', *Cement and Concrete Research* **34** (10) (2004) 1927–1932.
- [3] Tuyan,M., Mardani-Aghabaglou,A., and Ramyar,K., 'Freeze–thaw resistance, mechanical and transport properties of self-consolidating concrete incorporating coarse recycled concrete aggregate', *Materials & Design* **53** (2014) 983–991.
- [4] Salem,R.M. and Burdette,E.G., 'Role of Chemical and Mineral Admixtures on the Physical Properties and Frost-Resistance of Recycled Aggregate Concrete', *Materials Journal* **95** (5) (1998) 558–563.
- [5] Gokce,A., Nagataki,S., Saeki,T., and Hisada,M., 'Freezing and thawing resistance of air-entrained concrete incorporating recycled coarse aggregate: The role of air content in demolished concrete', *Cement and Concrete Research* **34** (5) (2004) 799–806.
- [6] Olanike,A.O., 'Experimental Investigation into the Freeze-Thaw Resistance of Concrete Using Recycled Concrete Aggregates and Admixtures', *Civil Engineering and Architecture* **2** (4) (2014) 176–180.
- [7] Yildirim,S.T., Meyer,C., and Herfellner,S., 'Effects of internal curing on the strength, drying shrinkage and freeze–thaw resistance of concrete containing recycled concrete aggregates', *Construction and Building Materials* **91** (2015) 288–296.
- [8] Barra de Oliveira,M. and Vazquez,E., 'The influence of retained moisture in aggregates from recycling on the properties of new hardened concrete', *Waste Management* **16** (1–3) (1996) 113–117.
- [9] Andal,J., Shehata,M., and Zacarias,P., 'Properties of concrete containing recycled concrete aggregate of preserved quality', *Construction and Building Materials* **125** (2016) 842–855.
- [10] Abbas,A., Fathifazl,G., Isgor,O.B., Razaqpur,A.G., Fournier,B., and Foo,S., 'Durability of recycled aggregate concrete designed with equivalent mortar volume method', *Cement and Concrete Composites* **31** (8) (2009) 555–563.
- [11] Güneysi,E., Gesoğlu,M., Algin,Z., and Yazıcı,H., 'Effect of surface treatment methods on the properties of self-compacting concrete with recycled aggregates', *Construction and Building Materials* **64** (2014) 172–183.
- [12] Lotfy,A. and Al-Fayez,M., 'Performance evaluation of structural concrete using controlled quality coarse and fine recycled concrete aggregate', *Cement and Concrete Composites* **61** (2015) 36–43.
- [13] Limbachiya,M.C., Leelawat,T., and Dhir,R.K., 'Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete', *Materials and Structures* **33** (9) (2000) 574–580.

- [14] Jain,J., Verian,K., Olek,J., and Whiting,N., 'Durability of Pavement Concretes Made with Recycled Concrete Aggregates', Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board **2290** (2012) 44–51.
- [15] Topçu,I. and Canbaz,M., 'Utilization of crushed tile as aggregate in concrete', Iranian Journal of Science and Technology **31** (B5) (2007) 561.
- [16] Adamson,M., Razmjoo,A., and Poursaee,A., 'Durability of concrete incorporating crushed brick as coarse aggregate', Construction and Building Materials **94** (2015) 426–432.
- [17] Medina,C., Sánchez,M.I., and Frías,M., 'Freeze-thaw durability of recycled concrete containing ceramic aggregate', Journal of Cleaner Production **40** (2013) 151–160.
- [18] Topçu,İ.B. and Canbaz,M., 'Properties of concrete containing waste glass', Cement and Concrete Research **34** (2) (2004) 267–274.
- [19] Bolouri Bazaz,J. and Khayati,M., 'Properties and Performance of Concrete Made with Recycled Low-Quality Crushed Brick', Journal of Materials in Civil Engineering **24** (4) (2012) 330–338.
- [20] Dhir,R.K. and Paine,K.A., 'Performance related approach to use of recycled aggregates', (WRAP, 2007).
- [21] Richardson,A., Coventry,K., and Bacon,J., 'Freeze/thaw durability of concrete with recycled demolition aggregate compared to virgin aggregate concrete', Journal of Cleaner Production **19** (2–3) (2011) 272–277.
- [22] UNE-EN 933-11:2009/AC: 2010. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 11: Ensayo de clasificación de los componentes de los áridos gruesos reciclados. AENOR. Madrid. España. 2010.
- [23] UNE-EN 933-1. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado. AENOR. Madrid. España. 2012.
- [24] UNE-EN 933-3. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las partículas. Índice de lajas. AENOR. Madrid. España. 2012.
- [25] UNE-EN 1097-6:2001/A1:2006. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 6: Determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua. AENOR. Madrid. España. 2014.
- [26] UNE-EN 1097-2: 2010. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación. AENOR. Madrid. España. 2010.

- [27] Jiménez Montoya,P., Arroyo Portero,J.C., Morán Cabré,F., and García Meseguer,Á., 'Hormigón Armado: basado en la EHE-2008. Adaptada al Código Modelo y al Eurocódigo. EC-2', (Gustavo Gili, España, 2009).
- [28] Fuller,W.B. and Thompson,S.E., 'The laws of proportioning concrete', Transactions of the American Society of Civil Engineers **59** (2) (1907) 67–143.
- [29] UNE-EN 1339:2004. Baldosas de hormigón. Especificaciones y métodos de ensayo. AENOR. Madrid. España. 2004.
- [30] ASTM D4404-10. Test method for determination of pore volume and pore volume distribution of soil and rock by mercury intrusion porosimetry. ASTM International. Pensilvania. EE.UU. 2010.
- [31] Mehta,P.K. and Monteiro,P.J., 'Concrete: microstructure, properties, and materials', (McGraw-Hill, New York, 2006).
- [32] Pigeon,M., Talbot,C., Marchand,J., and Hornain,H., 'Surface microstructure and scaling resistance of concrete', Cement and Concrete Research **26** (10) (1996) 1555–1566.
- [33] Van den Heede,P., 'Durability and sustainability of concrete with high volumes of fly ash', (Universidad de Gante, Gante, 2011).
- [34] Liu,Z. and Hansen,W., 'Freezing characteristics of air-entrained concrete in the presence of deicing salt', Cement and Concrete Research **74** (2015) 10–18.
- [35] Zhou,Z.Y. and Mihashi,H., 'Micromechanics model to describe strain behavior of concrete in freezing process', Journal of Materials in Civil Engineering **20** (1) (2008) 46–53.
- [36] Verbeck,G.J. and Landgren,R., 'Influence of physical characteristics of aggregates on frost resistance of concrete', (Portland Cement Association, 1960).
- [37] Al-Assadi,G., Casati,M.J., Fernandez,J.A., and Gálvez,J., 'Evaluación del deterioro del hormigón sometido a ciclos hielo-deshielo'. 'Anales de mecánica de la fractura **26** (2) (2009) 472–477.
- [38] Foy,C., Pigeon,M., and Banthia,N., 'Freeze-thaw durability and deicer salt scaling resistance of a 0,25 water-cement ratio concrete', Cement and Concrete Research **18** (4) (1988) 604–614.
- [39] Pigeon,M., Marchand,J., and Pleau,R., 'Frost resistant concrete', Construction and Building Materials **10** (5) (1996) 339–348.
- [40] Bektas,F., Wang,K., and Ceylan,H., 'Effects of crushed clay brick aggregate on mortar durability', Construction and Building Materials **23** (5) (2009) 1909–1914.

HAC2018 | V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales

Valencia, 5 y 6 de Marzo de 2018

Ensayos de control de calidad de hormigón reforzado con fibras en túneles: Experiencia mexicana

Carlos Aire ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/HAC2018.2018.6329>

RESUMEN

El Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) es ampliamente usado en la construcción del revestimiento de túneles y obras subterráneas en obras civiles y proyectos mineros en todo el mundo. Las atractivas propiedades del HRF han motivado que su uso en estas aplicaciones, haya ido en aumento y en la actualidad el HRF es una técnica de construcción de gran avance dentro de los procedimientos constructivos. En México y España, el HRF se ha utilizado exitosamente en proyectos de infraestructura civil importantes. Por ejemplo, en España se utilizó con éxito en las obras de la línea 9 del metro de la ciudad de Barcelona y actualmente, en México, se está utilizando HRF para el revestimiento de dos túneles del sistema de drenaje profundo de la ciudad de México y en las obras de la línea 12 del Metro de la Ciudad de México. El control de calidad del HRF en las aplicaciones de túneles es de gran importancia. Un control de calidad adecuado debe incluir la inspección y ensayos de control para evaluar el desempeño mecánico del HRF y verificar que se cumplan las especificaciones del proyecto. En el HRF es fundamental evaluar su comportamiento post-agrietamiento, determinando la absorción de energía y resistencia residual. Existen diferentes métodos de prueba para evaluar estas propiedades, tales como el ensayo de flexión en vigas, ensayo de panel y el ensayo de doble punzonamiento en cilindros. Este artículo presenta una revisión de los principales métodos de prueba que se emplean para evaluar el comportamiento del hormigón reforzado con fibras, los cuales deben ser considerados como ensayos de control de calidad del hormigón con fibras utilizados en túneles y obras subterráneas. Además, se presenta la experiencia mexicana de la aplicación de algunos de estos procedimientos para evaluar el comportamiento del HRF empleado en obras subterráneas de la Ciudad de México.

PALABRAS CLAVE: Hormigón reforzado con fibras, control de calidad, ensayo de vigas, ensayo panel redondo, ensayo de panel cuadrado, ensayo de doble punzonamiento.

1.- INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años se ha incrementado el uso del hormigón reforzado con fibras (HRF) en la industria de la construcción, principalmente para aplicaciones estructurales

tales como túneles. Desde el punto de vista constructivo, el uso de fibras incrementa el rendimiento y mejora la seguridad en obra, al reducir operaciones de colocación de malla, y reducir costos.

Con respecto al control de calidad, en construcciones subterráneas es esencial evaluar parámetros tales como la absorción de energía y resistencia residual del hormigón, los cuales en el caso del HRF son gobernados por el comportamiento post-agrietamiento del material compuesto (el hormigón y las fibras). Diferentes métodos de ensayo están disponibles para evaluar la absorción de energía (o tenacidad) del HRF y la mayoría de ellos están clasificados en dos grupos: ensayos de vigas y ensayos de paneles.

Recientemente, se desarrolló un nuevo método para evaluar la tenacidad y resistencia residual del HRF en cilindros. Es el ensayo Barcelona, basado en el ensayo de doble punzonamiento. A pesar de la variedad de ensayos disponibles, en México el muestreo in situ para evaluar estas propiedades es limitado debido a la falta de un protocolo de control de calidad para HRF. Como resultado, la absorción de energía y la resistencia residual no se verifican frecuentemente in situ, comprometiendo así la aplicación exitosa del HRF.

Últimamente, algunos de los métodos estándar disponibles (ASTM y UNE) han sido aplicados para el control de la calidad de los HRF en varios proyectos en la Ciudad de México, entre ellos el túnel Emisor Oriente (TEO), túnel Emisor Poniente (TEP), que son dos proyectos hidráulicos para el sistema de drenaje de la ciudad, y la ampliación de la línea 12 de metro en la Ciudad de México. El objetivo de este estudio es revisar los principales métodos de prueba para el control de calidad del HRF en la construcción subterránea.

2.- ENSAYOS DE VIGAS

Los ensayos de flexión en vigas son los más usados para caracterizar el comportamiento post-agrietamiento del HRF. Dada la dificultad de obtener vigas de hormigón proyectado y la dificultad de obtener elementos prismáticos de paneles, este método no es aplicable para hormigón proyectado reforzado con fibras.

2.1.- Ensayo de flexión en cuatro puntos – NBN B 15-238 y ASTM C1609

Es un procedimiento estándar (NBN B 15-238, ASTM C1609) que consiste en ensayar a flexión una viga aplicando carga a los tercios del claro entre apoyos. Las dimensiones típicas de la viga son de $150 \times 150 \times 600$ mm. La figura 1 muestra la configuración típica este ensayo, el cual se controla por desplazamiento y registra la carga y desplazamiento en el centro del claro entre apoyos. La resistencia residual y la absorción de energía se obtienen de la curva carga-desplazamiento. Lo primero se calcula para desplazamiento de $L/600$ y $L/150$ y lo segundo se calcula como el área bajo la curva carga-desplazamiento hasta un desplazamiento de $L/150$, como lo especifica la ASTM C1609.

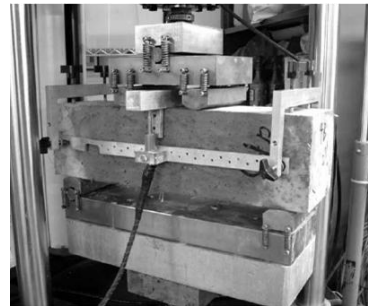
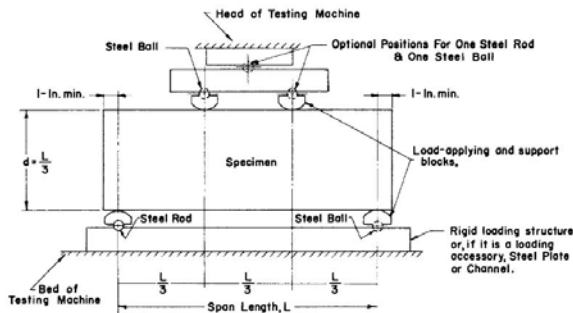


Figura 1. Ensayo de flexión en cuatro puntos.

2.1.- Ensayo de flexión en tres puntos – EN 14651

Este ensayo se realiza en viga de $100 \times 100 \times 400$ mm o $150 \times 150 \times 600$ mm con entalla central de 25 mm de profundidad. La viga debe tener un ancho y profundidad nominal de 150 mm y una longitud L de $550 \leq L \leq 700$ mm. La viga se somete a flexión en tres puntos, y se aplica carga al centro del claro entre apoyos (ver figura 2). El ensayo se realiza por control de abertura de grieta (CMOD). Además de la carga se registra el desplazamiento para lo cual se coloca dos extensómetros en ambas caras de la viga. Del ensayo se determina la resistencia residual para valores CMOD de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 mm, como lo especifica la EN 14651.

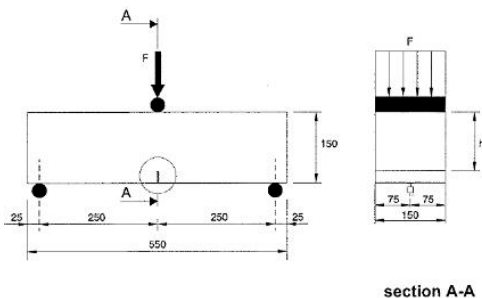


Figura 2. Ensayo de flexión en tres puntos.

3.- ENSAYOS DE PANEL

Los ensayos de panel fueron originalmente desarrollados para evaluar las propiedades del hormigón proyectado. Esta es la razón por lo cual estos métodos son frecuentemente aplicados al hormigón proyectado reforzado con fibras.

3.1.- Panel de sección cuadrada - EN14488-5

El ensayo consiste en aplicar una carga puntual en el centro de un panel apoyado en cuatro lados. Las dimensiones del panel son $100 \times 600 \times 600$ mm y las líneas de apoyo

representan una base cuadrada de 500×500 mm apoyado simplemente sobre cuatro líneas externas situadas en una base plana cuadrada de 500×500 mm. El comportamiento se evalúa mediante la carga máxima y la absorción de energía para un desplazamiento de 25 mm, calculada como el área bajo la curva carga-desplazamiento.

En cuanto a confiabilidad de resultados, el ensayo proporciona mayor superficie de falla que el ensayo de viga, que representa menor variabilidad, pero el ensayo es más complejo. El panel se apoyará sobre cuatro lados solo si la base es plana, de lo contrario el panel se puede deformar de forma no predecible y presentar varios picos. Esto es un inconveniente para el control de calidad sistemático del material además del peso del panel. A pesar de estas cuestiones, el panel cuadrado fue utilizado recientemente para caracterizar el HRF del revestimiento del túnel de la Línea 12 del metro de la Ciudad de México.

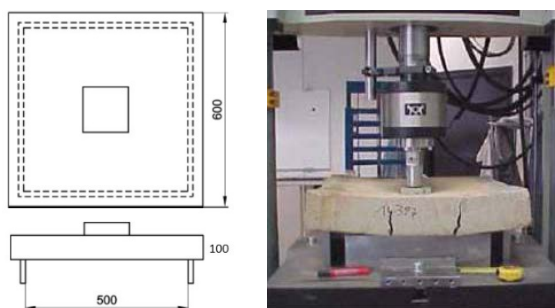


Figura 3. Ensayo de panel de sección cuadrada.

3.2.- Panel de sección circular – ASTM C1550

El ensayo consiste en aplicar una carga puntual al centro de un panel apoyado en tres puntos. Las dimensiones del panel son $75 e \times \phi 800$ mm (ver figura 4). El uso de tres puntos de apoyo asegura la distribución uniforme de carga y los planos de agrietamiento son bien definidos, en consecuencia, se puede predecir más fácilmente la distribución de carga. El comportamiento se obtiene a través de la curva carga-desplazamiento obtenida del ensayo. La capacidad residual y la absorción de energía se calcula para desplazamientos que de 5 a 40 mm. Dado que el comportamiento se ve afectado por el espesor del panel, éste debe cumplir con las tolerancias especificadas en la ASTM C1550.

Con respecto a otros ensayos, este ensayo presenta la ventaja de la confiabilidad de los resultados debido a la mayor superficie de falla comparado al ensayo de viga y por la simplicidad de la ejecución y configuración del ensayo comparado al panel cuadrado.

Un reciente proyecto de investigación del Instituto de Ingeniería de la UNAM ha propuesto un sistema de control de calidad para HRF en obras subterráneas que incluye ensayo de panel circular para evaluar el desempeño en términos de resistencia residual y absorción de energía [1]. Como resultado, el ensayo de panel circular ha sido propuesto como método de

control de calidad para HRF en el proyecto del *Túnel Emisor Poniente de la ciudad de México*.



Figura 4. Ensayo de panel de sección circular.

4.- ENSAYO BARCELONA DE DOBLE PUNZONAMIENTO - UNE 83515

El ensayo consiste en aplicar una carga de compresión en un cilindro a través de dos punzones de acero colocados al centro de la superficie superior e inferior del cilindro. La altura y diámetro del cilindro es de 150 mm, y el punzón de 24 mm de altura y 37.5 mm de diámetro. El ensayo se realiza por control de desplazamiento a una velocidad de 0.5 mm/seg como lo especifica la UNE 83515. Del ensayo se obtiene la curva carga-abertura circunferencial para lo cual se coloca un extensómetro a media altura del cilindro. Los parámetros de carga residual y absorción de energía se determinan para la abertura circunferencial de 2, 2.5, 4 y 6 mm, de acuerdo con la UNE 83515. La figura 5 muestra detalles típicos del ensayo.



Figura 5. Ensayo de doble punzonamiento.

El ensayo Barcelona es sencillo de ejecutar, requiere espécimen ligero y tiene la ventaja de que se puede realizar en una prensa convencional; mientras que el ensayo de vigas requiere control de lazo cerrado. También, se puede ensayar testigos (150 y 100 mm) extraídos de estructuras. Recientes estudios de [2] muestran el efecto del ensayo en cilindros moldeados y testigos así como la influencia del tamaño (150 y 100 mm).

Todo lo anterior hace que el ensayo Barcelona sea un método versátil, fiable y sencillo para caracterizar el HRF como se muestra en [1]. Este ensayo también ha sido propuesto como método de control de calidad en el proyecto *Túnel Emisor Poniente en la ciudad de México*.

5.- EXPERIENCIA MEXICANA EN EL CONTROL DE CALIDAD DE HRF

En respuesta al interés y significativo incremento del uso del hormigón reforzado con fibra (HRF) y hormigón proyectado reforzado con fibras (HPRF) en la industria de la construcción en México, el Instituto de Ingeniería de la UNAM emprendió un programa experimental para evaluar la resistencia residual y absorción de energía determinado por diversos métodos de prueba [1]. Para ello, se implementó los ensayos ASTM C1609, ASTM C1550, EN 14488-5 y UNE 83515. Los resultados permitieron establecer las bases para proponer los métodos de prueba para control de calidad del HRF y HPRF en las obras subterráneas de la ciudad de México. A continuación, se presenta algunos resultados de la aplicación de los métodos para determinar los parámetros característicos del HRF.

Actualmente, la ciudad de México está muy activa en construcción subterránea con tres proyectos importantes en ejecución usando hormigón con fibras: el Túnel Emisor Oriente (TEO), el Túnel Emisor Poniente (TEP) y la Ampliación de la Línea 12 del Metro (L-12). La figura 6 muestra fotografías de los túneles de cada uno de los proyectos.

El TEO y TEP son proyectos hidráulicos en la construcción del sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México. El TEO tiene una longitud de 62 km, y 7 m de diámetro terminado. El TEP tiene 9.8 km de longitud y diámetro aproximado de 8 m, El túnel de la L-12 tiene una longitud de 4.6 km y diámetro aproximado de 11 m. En todos los casos el revestimiento primario es a base de dovelas. En los proyectos del TEO y TEP el revestimiento final es de hormigón reforzado con fibra sintética, y del túnel L-12 de hormigón proyectado con fibra metálica. A la fecha, se han obtenido muestras de HRF y HPRF de las obras del TEP y L-12.



Figura 6. Túnel Emisor Poniente, Túnel Emisor Oriente y Túnel Línea 12 del Metro.

5.1.- Túnel Emisor Poniente - TEP

5.1.1.- Ensayo de panel cuadrado – EN 14488-5

El ensayo fue realizado en paneles cuadrados estándar ($600 \times 600 \times 100$ mm) y la carga fue aplicada con una placa cuadrada ($100 \times 100 \times 20$ mm) en el centro del panel cumpliendo con la EN 14488-5. El ensayo se realizó en un marco de acero rígido con capacidad de 500 kN y un sistema de control de lazo cerrado. La velocidad de desplazamiento aplicado fue de 1 m/min y para medir el desplazamiento se colocó un transductor tipo LVDT en el centro del panel. La carga se aplica en la cara proyectada estando el lado moldeado liso del panel en la cara inferior durante el ensayo. La figura 7 muestra la configuración del ensayo y curvas típicas carga-desplazamiento obtenida del ensayo.

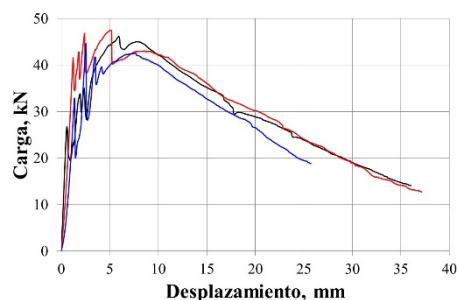


Figura 7. Ensayo de panel cuadrado EN 14488-5.

La tabla 1 muestra los resultados de la mezcla de hormigón que contiene 5 kg/m^3 de fibra sintética usado en el proyecto del TEP. Detalles adicionales de los ensayos puede encontrarse en [3]. El mecanismo de falla del panel cuadrado consiste en múltiples grietas que se reflejan en la curva carga-desplazamiento por varios picos durante el ensayo. La absorción de energía se calculó para desplazamientos de 25 mm. La variabilidad en los resultados es bastante aceptable, el cual está en la línea de otros estudios [4].

Tabla 1. Resultados de los ensayos de panel cuadrado (promedio de 3 ensayos)

Panel cuadrado	Absorción de energía	
	Joules.	C.V.
EN 14488-5		
T $\delta_{25 \text{ mm}}$	888.2	3.5%

5.1.2.- Ensayo de panel circular – ASTM C1550

Los ensayos se realizaron en paneles circulares especificados ($75 \times 800 \phi$ mm) de acuerdo con la ASTM C1550. Se usó un marco de carga rígido con capacidad de 500 kN y un sistema de control de lazo cerrado. La velocidad de desplazamiento fue de 4 mm/min y el ensayo se debe registrar un desplazamiento de al menos 40 mm. Se colocó un transductor LVDT de 100 mm de rango en el centro del panel para medir el desplazamiento. La carga se aplica en la cara proyectada. La absorción de energía se calculó para desplazamientos de

5, 10, 20 y 40 mm. La figura 8 presenta la configuración del ensayo y las curvas carga-desplazamiento.

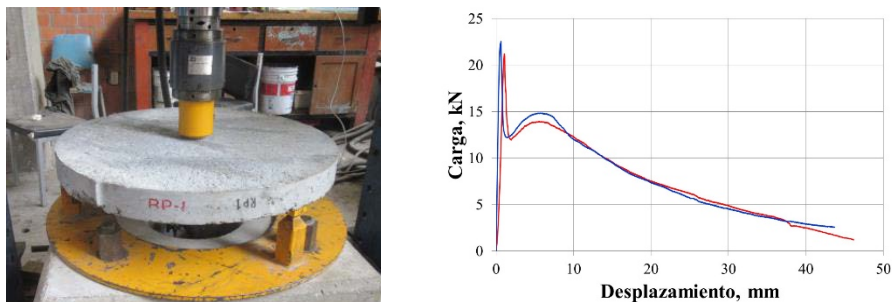


Figura 8. Ensayo de panel circular ASTM C1550.

La tabla 2 incluye los resultados de la mezcla de hormigón con 5 kg/m^3 de fibra sintética usada en el proyecto del TEP. Detalles adicionales de los ensayos puede encontrarse en [3]. El mecanismo de falla del panel circular presenta tres grietas radiales que divide la sección en tres secciones. De acuerdo con el ASTM C1550 un ensayo exitoso implica un modo de falla que incluya al menos tres grietas radiales. La variabilidad de los resultados en términos de tenacidad son menores de 7%, lo cual confirma reportes previos sobre la variabilidad observada en paneles circular [4].

Tabla 2. Resultados de los ensayos de panel circular (promedio de 2 ensayos)

<i>Panel circular</i>	<i>Absorción de energía</i>	
ASTM C1550	Joules.	C.V.
T $\delta_5 \text{ mm}$	66.2	6.7%
T $\delta_{10} \text{ mm}$	134.2	4.9%
T $\delta_{20} \text{ mm}$	230.2	2.4%
T $\delta_{40} \text{ mm}$	326.9	0.9%

5.1.3.- Ensayo Barcelona – UNE 83515

El ensayo Barcelona se realizó de acuerdo con la UNE 83515 en cilindros estándar ($150 \phi \times 150 \text{ mm}$). Se usó un equipo MTS de 500 kN de capacidad y un sistema de control de lazo cerrado. La velocidad de desplazamiento aplicado fue de 0.5 mm/min. Se registró la abertura circunferencial hasta 6 mm usando un extensómetro circunferencial que se colocó al centro de la altura del cilindro. La absorción de energía se calcula para abertura circunferencial de 2.0, 2.5, 4.0 y 6.0 mm. La figura 9 muestra la configuración del ensayo y las curvas carga-abertura circunferencial.

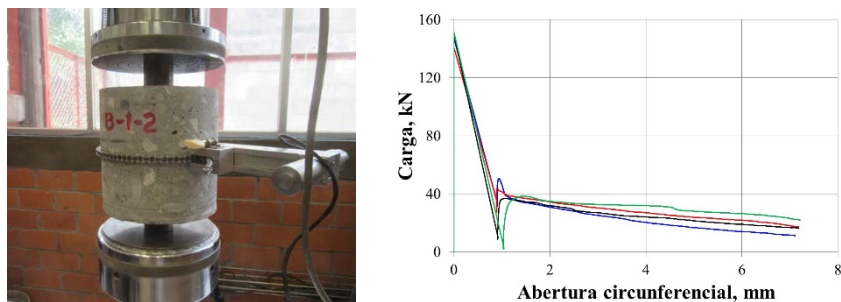


Figura 9. Ensayo Barcelona – UNE 83515.

La tabla 3 muestra los resultados de la mezcla de hormigón con 5 kg/m^3 de fibra sintética (detalles adicionales puede encontrarse en [3]). Los cilindros fueron extraídos de dos vigas diferentes, pero de la misma amasada del hormigón de los paneles. Aunque los resultados corresponden a promedio de menor número de cilindros, la variabilidad de los resultados es aceptable. El potencial del ensayo Barcelona como método de control para HRF no sólo es que la prueba es más sencilla y de menor dispersión, sino que también se puede hacer más pruebas con la misma cantidad de hormigón que para vigas.

Tabla 3. Resultados de los ensayos Barcelona (promedio de 2 ensayos)

Cilindro	Absorción de energía (viga 1)		Absorción de energía (viga 2)	
	Joules.	C.V.		
UNE 83515				
T δ_c 2.0 mm	120.5	0.8%	112.6	2.2%
T δ_c 2.5 mm	136.2	0.3%	128.8	2.9%
T δ_c 4.0 mm	176.3	3.5%	172.7	6.0%
T δ_c 6.0 mm	217.2	7.5%	222.9	9.2%

5.1.3.- Ensayo de vigas – ASTM C1609

Los ensayos se realizaron en vigas especificadas ($150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$) y la carga se aplicó a los tercios del claro entre apoyos (450 mm), de acuerdo a lo que especifica la ASTM C1609. Se usó el mismo marco de carga y equipo empleado en los ensayos de panel. La configuración del montaje fue de acuerdo con el ASTM C78, como lo especifica la ASTM C1609. La velocidad de desplazamiento aplicada es de 0.09 mm/min y se colocaron transductores de desplazamiento tipo LVDT colocado al centro del claro entre apoyos uno en cada cara de la viga. La absorción de energía se calcula para un desplazamiento de $L/150$ y la resistencia residual para desplazamientos de $L/600$ y $L/150$. La Figura 10 muestra la configuración del ensayo y las curvas carga-desplazamiento del ensayo.

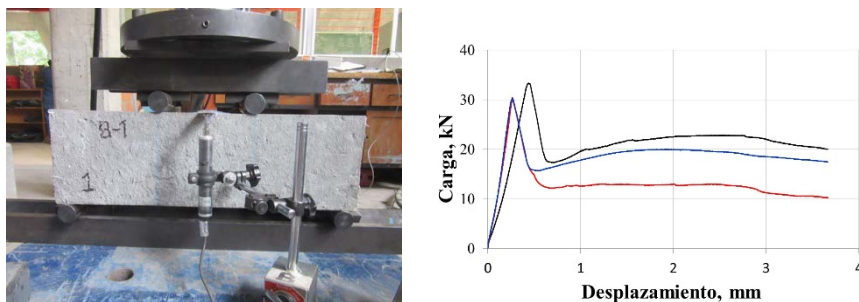


Figura 10. Ensayo a flexión en vigas ASTM C1609.

La tabla 4 muestra los resultados de la mezcla de hormigón de 5 kg/m^3 de fibra sintética usadas en el proyecto del TEP. Mayores detalles de los resultados en [3]. El mecanismo de falla de la viga presenta una grieta en el tercio central del claro entre apoyos. Los resultados muestran una significativa variabilidad, particularmente en el caso de la resistencia residual. Esto concuerda con estudios previos [4], el cual reporta gran dispersión en los resultados en términos de tenacidad en vigas con y sin entalla.

Tabla 4. Resultados de los ensayos de viga (promedio de 3 ensayos)

Viga	Resistencia residual		Absorción de energía	
	MPa.	C.V.	Joules	C.V.
$f_r, T_{L/600}$	3.3	19.6		
$f_r, T_{L/150}$	3.4	33.5	57.9	18.1

5.2.- Línea 12 del Metro

5.2.1.- Ensayo de panel cuadrado – EFNARC 1996

De acuerdo con las especificaciones del proyecto, los ensayos se realizaron de acuerdo con la *European Specification for Sprayed Concrete* [5]. El ensayo se realizó en paneles estándar de $600 \times 600 \times 100 \text{ mm}$ y la carga se aplicó con una placa cuadrada de $100 \times 100 \times 20 \text{ mm}$ en el centro del panel. El ensayo se realizó en un marco de acero rígido con capacidad de 500 kN y un sistema de lazo cerrado. La velocidad de desplazamiento aplicado fue de 1.5 mm/min y se colocó un transductor tipo LVDT en el centro del panel para medir el desplazamiento. La carga se aplicó en la cara opuesta al proyectado, es decir, el lado proyectado rugoso estuvo en la parte inferior durante el ensayo, como lo especifica la EFNARC (1996), contrario a lo especificado en la EN 14488-5. La absorción de energía se calculó para desplazamientos de 25 mm . La Figura 11 muestra la configuración del ensayo y curvas típicas de comportamiento carga-desplazamiento obtenidas del ensayo.

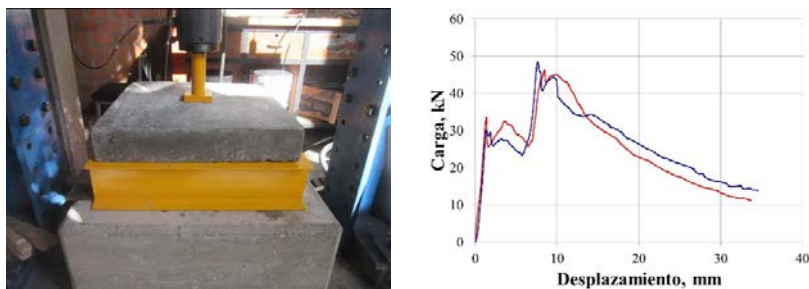


Figura 11. Ensayo de panel cuadrado – EFNARC 1996.

La Tabla 5 muestra los resultados de la mezcla de hormigón proyectado que contiene 30 kg/m^3 de fibra metálica usado en el proyecto de la línea 12 del metro de la ciudad de México. El mecanismo de falla sigue el típico patrón de diversas grietas en la superficie del panel y que se manifiestan en el comportamiento carga-desplazamiento en los diferentes picos durante el ensayo. Mayores detalles de los ensayos puede encontrarse en [6]. Aunque fueron solo dos ensayos, la variabilidad es bastante aceptable, lo cual coincide con estudios previos donde se evalúa la dispersión de las propiedades mecánicas de hormigón reforzado con fibras empleando diferentes métodos para hormigones de resistencia convencional y alta resistencia [4].

Tabla 5. Resultados de los ensayos de panel cuadrado (promedio de 2 ensayos)

<i>Panel cuadrado</i>	<i>Absorción de energía</i>	
EN 14488-5	Joules.	C.V.
T $\delta_{25 \text{ mm}}$	738.5	0.5%

6.- CONCLUSIONES

El creciente interés y uso del hormigón reforzado con fibras en el sector de la construcción en México resalta la necesidad de definir protocolos de control de calidad por razones de seguridad. Este artículo revisa los métodos de prueba estándar disponibles para evaluar el comportamiento post-agrietamiento del hormigón reforzado con fibra (colocado o proyectado) y su aplicabilidad para el control sistemático de la calidad en la construcción subterránea. Estos ensayos fueron evaluados mediante la realización de programas experimentales en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM en México, que son, la prueba de flexión en cuatro puntos (ASTM C1609), la prueba del panel cuadrado (EN 14488-5), la prueba del panel redondo (ASTM C1550) y el ensayo Barcelona (UNE 83515).

El método de prueba más empleado es el ensayo de viga (tres o cuatro puntos), sin embargo la experiencia muestra una gran variabilidad en los resultados, comprometiendo así su capacidad para el control sistemático de la calidad. Los paneles también se usan frecuentemente como pruebas de control, especialmente para hormigón proyectado, y los

resultados presentan una dispersión menor comparado a las vigas. No obstante, estas pruebas son difíciles de realizar debido a la configuración (concretamente el panel cuadrado) y el peso de los elementos. El ensayo Barcelona, que consiste en un ensayo de doble punzonamiento, es una prueba sencilla con baja dispersión que presenta ventajas adicionales como la posibilidad de realizar pruebas de especímenes extraídos de estructuras reales y utilizando una prensa convencional (sin necesidad de un sistema de lazo cerrado).

Sobre la base de la experiencia adquirida, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha propuesto nuevas normas mexicanas basadas en el ensayo de panel y el ensayo Barcelona, que actualmente están vigentes. Estas normas van a promover un nuevo sistema de control de calidad de proyectos de construcción subterránea en México.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece el apoyo del Fondo de Investigación del Instituto de Ingeniería de la UNAM para llevar a cabo el programa experimental en el laboratorio de estructuras y materiales. También, expresa su agradecimiento a las empresas EUCLID, BASF, EPC, BEKAERT y CEMEX por suministrar los materiales. Agradece al personal del laboratorio y especialmente a los estudiantes de pregrado Concepción García, Sergio Ortiz y Ángel Trejo y de posgrado Gabriela Zárate por su participación en las investigaciones y diferentes campañas experimentales.

REFERENCIAS

- [1] Aire C., Zárate G., Aguado A., Molins C., y García T. (2016). “Sistema de control de calidad para evaluar la tenacidad del hormigón lanzado reforzado con fibras”. Fondo de Investigación del Instituto de Ingeniería. Proyectos Internos. Informe Interno Instituto de Ingeniería UNAM. P5538, 89 p, Julio 2016.
- [2] Aire C., Carmona S., Aguado A. y Molins C (2015), “Double punch test of fiber reinforced concrete: Effect of the specimen origin and size”. ACI Materials Journal, March-April V 112 (2). MS No. M-2013-212.R2, doi: 10.14359/51687362. pp 199-208. 2015.
- [3] Aire C. (2017). “Evaluación de la absorción de energía de paneles de sección circular y cuadrado y de la tenacidad en vigas de hormigón reforzado con macrofibras sintéticas”. Informe Interno Instituto de Ingeniería UNAM. P7544, 65 p, Septiembre 2017.
- [4] Parmentier B., De Grove E., Vandewalle L., & Van Rickstal F. (2008). “Dispersion of the mechanical properties of FRC investigated by different bending test”. Tailor Made Concrete Structures. Walvaren & Stoelhorst (eds).
- [5] EFNARC (1996) European Specification for Sprayed Concrete. ISBN 09522483 1
- [6] Aire C. (2017). “Ensayos de caracterización de paneles de sección cuadrada con hormigón lanzado reforzado con fibras de acero”. Informe Interno Instituto de Ingeniería UNAM. P6912, 14 p, enero 2017.

HAC BAC



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

EDITORIAL