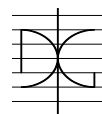



Trabajo de Investigación CST/MIH

Estudio Experimental de Cálices de Hormigón Armado mediante Modelos de Bielas y Tirantes Tridimensionales

Por:
Moisés Gutiérrez Vela

Septiembre 2015

Autor / Author: Moisés Gutiérrez Vela		Fecha / Date: 14/09/2015
Título / Title Estudio Experimental de Cálices de Hormigón Armado mediante Modelos de Bielas y Tirantes Tridimensionales		
Directores del trabajo / Supervisores: Pedro Miguel Sosa, Luis Pallarés Rubio	Código / Code: CST/MIH	Nº páginas / Pages: 117
Departamento / Departament: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL		
Universidad / University: UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		
Palabras clave / Keywords: Hormigón armado; cálices; estudio experimental; regiones D; modelos de bielas y tirantes; comportamiento tridimensional; hormigón prefabricado / Reinforced concrete; socket bases; experimental study; D regions; strut and tie models; three-dimensional behavior; precast concrete.		
Código Unesco: 3305/05 Ciencias tecnológicas / Tecnología de la construcción / Tecnología del hormigón		

Resumen

El auge en el campo de la prefabricación de estructuras de hormigón armado ha extendido, en los últimos años, el empleo de cálices de hormigón armado como elemento de cimentación para este tipo de regiones D con un marcado carácter tridimensional. La falta de estudios destinados a verificar el comportamiento de distintas configuraciones de armado en estos elementos puede dar lugar a propuestas de armado poco eficientes o incluso poco racionales.

Con objeto de estudiar el comportamiento en rotura de los cálices de hormigón armado, se ha llevado a cabo, en el laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València, una campaña experimental de 10 cálices de hormigón armado a escala real, de planta cuadrada de 1.4 m de lado y 1 m de canto con diferentes configuraciones de armado, sometidos a unas cargas concentradas que simulan la actuación de un soporte prefabricado.

La instrumentación empleada para el control de los ensayos consistió en un total de 17 células de carga que registraron la carga ejercida por el actuador, las solicitaciones inducidas por el pilar al cáliz y las reacciones en la base del mismo, 10 transductores de desplazamiento destinados al control de los desplazamientos y alrededor de 80 galgas extensométricas por ensayo para medir deformaciones en las armaduras. Adicionalmente se emplearon 6 cámaras fotográficas que permitieron observar la evolución de la fisuración producida durante el ensayo.

Una de las piezas se diseñó con una disposición de armado que resulta común en este tipo de elementos en estructuras de edificación, constituida por una parrilla inferior y un armado en los contornos exterior e interior del cáliz. Tres configuraciones adicionales se diseñaron con armados correspondientes a tres modelos básicos de bielas y tirantes planteados. Las restantes seis piezas fueron diseñadas con diferentes combinaciones de los tres modelos básicos propuestos.

Abstract

The rise in the field of precast reinforced concrete structures has extended, during the last years, the use of reinforced concrete socket bases as foundation element to this type of D regions with a marked three-dimensional behavior. The lack of studies intended to verify the behavior of different reinforcement configurations for these elements may lead to inefficient or even not rational reinforcement proposals.

In order to study the behavior of reinforced concrete socket bases up to ultimate load, an experimental full-scale program of 10 socket bases, 1.4 m square x 1 m depth with different reinforcement configurations, was carried out in the laboratory of Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) of Universitat Politècnica de València (UPV), subjected to point loads simulating the action of a precast column.

The instrumentation to measure the tests consisted of 17 load cells which registered the load in the actuator, the loads between the column and the socket base and the reactions at the base; 10 displacement transducers; and approximately 80 strain gauges per test to measure strains in the rebars. Furthermore, the use of six photography cameras allowed for registering the cracking process along the test.

One of the specimens was designed containing a reinforcement arrangement common for this type of elements in building structures, formed with a horizontal reinforcement in a grid configuration in the lower face, and reinforcement arranged around the outer and inner contour. Three additional configurations were designed from three basic strut-and-tie models. The remaining six specimens were designed from different combinations of the three basic models.

Agradecimientos

Agradezco en primer lugar la financiación del Ministerio de Ciencia e Innovación de España al Proyecto BIA2009-11369 y la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad de España al Proyecto BIA2012-32300, proyectos dentro de los cuales se enmarca el presente trabajo.

Querría agradecer a mis tutores Pedro Miguel Sosa y Luis Pallarés Rubio la oportunidad de ser parte de estos proyectos de investigación. Gracias a ellos tengo la oportunidad de seguir aprendiendo cada día.

A todas aquellas personas que han sido partícipes de esta campaña experimental. En este sentido, me gustaría destacar la participación de Lino José Martínez Todolí, por la cantidad de horas que hemos pasado juntos en el laboratorio desarrollando el programa experimental, y de Daniel Tasquer Val por su dedicación y ayuda en la puesta en marcha de los ensayos. A Pascual Hernández, Javier Bardisa, Juan Franqueza y Juan Monzó por su labor durante el montaje y desmontaje de las probetas.

No puedo olvidarme de mis compañeros de ICITECH, mi más sincero agradecimiento a Jaime, Carlos y Andrés por echar una mano en los momentos que ha sido necesario. Al resto de compañeros: Javier, Alberto, José, Manolo, Aitor y Lucía debo agradecerles los momentos que compartimos a diario.

Por último quiero agradecerle especialmente a mi mujer Elena su apoyo incondicional, a mi hija Valentina por enseñarme lo que realmente es importante, y a mis padres, a mi hermana y a mi abuela la confianza que siempre han depositado en mí.

ÍNDICE

Resumen	i
Abstract	ii
Agradecimientos.....	iii
Listado de figuras.....	viii
LISTADO DE TABLAS.....	xii
Capítulo I - Introducción.....	1
I.1 Generalidades.....	1
I.2 Descripción del estudio.....	2
I.3 Organización del documento.....	2
Capítulo II - Estado del conocimiento.....	5
II.1 Aspectos generales de las uniones pilar-cimentación.....	5
II.1.1 Conexiones pilar-cimentación mediante cáliz.....	5
II.1.2 Conexiones pilar-cimentación mediante pasadores y chapas de base.....	7
II.1.3 Conexiones pilar-cimentación mediante vainas y barras salientes.....	9
II.2 Modelos de comportamiento de cálices y recomendaciones de diseño.....	10
II.2.1 Modelo de Leonhardt y Mönning.....	10
II.2.1.1 Cálices de superficie rugosa.....	10
II.2.1.2 Cálices de superficie lisa.....	12
II.2.2 Propuesta de cálculo de la empresa de prefabricados de hormigón Caprese.....	12
II.2.2.1 Cálculo de la armadura del pedestal.....	13
II.2.2.1.1 Armadura horizontal en los muros del cáliz.....	13
II.2.2.1.2 Armadura vertical en los muros del cáliz.....	13
II.2.2.1.3 Armado de la solera inferior del pedestal.....	13
II.2.2.1.4 Verificación del punzonamiento de la losa inferior del pedestal.....	14
II.2.2.1.5 Esfuerzos durante el montaje del pilar prefabricado.....	14
II.2.3 Modelo de Willert y Kesser.....	15
II.2.4 Modelo de Olin.....	16
II.2.5 Modelo de Elliot.....	17
II.2.5.1 Recomendaciones de proyecto.....	17
II.2.5.2 Modelos de comportamiento.....	18
II.2.5.2.1 Modelo de comportamiento sin considerar esfuerzo cortante en el pilar.....	18
II.2.5.2.2 Modelo considerando la existencia de cortante aplicado en el pilar.....	19
II.2.6 Modelo de Osanai.....	19
II.2.6.1 Resolución del modelo 1.....	20
II.2.6.2 Resolución del modelo 2.....	21
II.2.6.3 Resolución del modelo completo.....	21
II.2.7 Modelo de Canha.....	22

II.2.7.1	Modelo de comportamiento en la longitud embebida.....	23
II.2.7.2	Modelo de comportamiento de los muros transversales.....	24
II.2.7.2.1	Muro transversal frontal en cálices de superficie lisa.....	25
II.2.7.2.2	Muros transversales en cálices de superficie rugosa.....	25
II.2.8	Modelo propuesto en las instrucciones EHE-08 y EC-2.....	27
II.2.8.1	Cálices con llaves en su superficie.....	28
II.2.8.2	Cálices con superficies lisas.....	28
II.2.9	Comparativa de los distintos modelos.....	29
II.2.10	Tablas resumen.....	31
II.3	Campañas experimentales y pruebas de rotura.....	33
II.3.1	Prueba de rotura realizada por la empresa de prefabricados Caprese.....	33
II.3.1.1	Descripción de la pieza y configuración de la prueba.....	33
II.3.1.2	Resumen de la prueba de rotura.....	34
II.3.2	Ensayos llevados a cabo por Osanai.....	35
II.3.2.1	Descripción de la campaña experimental.....	35
II.3.2.2	Resumen de resultados.....	37
II.3.2.3	Conclusiones.....	38
II.3.3	Ensayos llevados a cabo por Canha y Jaguaribe Jr.....	39
II.3.3.1	Descripción de la campaña experimental.....	39
II.3.3.2	Análisis de resultados.....	41
II.3.3.3	Conclusiones.....	42
II.4	Introducción al Método de Bielas y Tirantes.....	42
II.4.1	Planteamiento general.....	44
II.4.1.1	Delimitación del elemento o región de estudio.....	44
II.4.1.2	Definición del sistema de cargas que actúa en la región D.....	45
II.4.1.3	Definición del modelo de bielas y tirantes.....	45
II.4.1.4	Obtención de esfuerzos en las bielas y tirantes.....	47
II.4.1.5	Determinación del área de armadura.....	47
II.4.1.6	Comprobación de bielas en el espacio bidimensional.....	48
II.4.1.6.1	Factores de eficiencia propuestos por la EHE-08.....	49
II.4.1.6.2	Factores de eficiencia propuestos por el EC-2.....	49
II.4.1.6.3	Factores de eficiencia propuestos por el MC-2010.....	50
II.4.1.7	Comprobación de zonas nodales en el espacio bidimensional.....	50
II.4.1.7.1	Nudos multicomprimidos.....	51
II.4.1.7.2	Nudos con tirantes anclados.....	52
II.4.2	Modelos de bielas y tirantes tridimensionales.....	53
Capítulo III - Objetivos específicos y alcance de la investigación.....		55
III.1	Objetivos específicos.....	55
Capítulo IV - Programa experimental.....		57
IV.1	Definición de los especímenes.....	57

IV.1.1 Geometría de las probetas	57
IV.1.2 Modelos de bielas y tirantes propuestos	58
IV.1.3 Configuraciones de armado	60
IV.2 Configuración de los ensayos	62
IV.3 Instrumentación y equipos.....	65
IV.3.1 Aplicación de la carga	65
IV.3.2 Medición de fuerzas	66
IV.3.3 Medición de desplazamientos y deformaciones medias	67
IV.3.4 Medición de deformaciones en la armadura.....	67
IV.3.5 Seguimiento del ensayo mediante cámaras fotográficas DSLR.....	68
IV.3.6 Equipo de adquisición de datos.....	69
IV.4 Propiedades de los materiales	69
IV.4.1 Hormigón.....	69
IV.4.2 Acero	70
IV.5 Desarrollo del Programa experimental	70
IV.5.1 Fabricación e instrumentación de los especímenes.....	70
IV.5.2 Preparación del ensayo.....	72
IV.5.3 Realización del ensayo.....	74
Capítulo V - Resultados experimentales	75
V.1 Identificación de los especímenes y esquemas de armado.	75
V.2 Esquemas de instrumentación	75
V.3 Resultados	75
V.3.1 Cargas registradas en rotura.....	75
V.3.2 Deformaciones en bandas extensométricas.....	76
V.3.3 Desplazamientos registrados en las proximidades de las esquinas interiores del cáliz	76
V.3.4 Patrones de fisuración detectados	78
Capítulo VI - Discusión de resultados	81
VI.1 Eficiencia de armado	81
VI.2 Carga de rotura de los especímenes	81
VI.3 Comportamiento en rotura de los especímenes.....	82
VI.3.1 Configuraciones de armado basadas en cercos alrededor del hueco del cáliz (pieza X1).....	82
VI.3.2 Modelo de bielas y tirantes 1 (pieza X2).....	85
VI.3.3 Modelo de bielas y tirantes 2 (pieza X3).....	86
VI.3.4 Modelo de bielas y tirantes 3 (pieza X7).....	88
VI.4 Fisuración.....	91
Capítulo VII - Conclusiones y futuras líneas de investigación	93
VII.1 Conclusiones.....	93
VII.2 Futuras líneas de investigación.....	94
Bibliografía	95
Anexo 1 – Resolución de los modelos de bielas y tirantes propuestos.....	98

ANEXO 2 – Planos de armado de los especímenes	101
ANEXO 3 – Esquema de galgas extensométricas empleado.....	111

LISTADO DE FIGURAS

Figura I-1. Cálices de cimentación ejecutados in situ	1
Figura II-1. Esquema de pedestal de cimentación [7].....	5
Figura II-2. Cáliz y pedestal con superficie lisa / superficie rugosa.....	6
Figura II-3. (a) Cálices de hormigón prefabricado (b) detalle de pilar con superficie rugosa [7].....	6
Figura II-4. Unión soporte-cimentación mediante chapa de base y detalle de soldadura [8].....	7
Figura II-5. Esquema de unión cimentación-pilar mediante chapa de base rigidizada [7].....	7
Figura II-6. Esquema de unión mediante recrecido	8
Figura II-7. Esquema de unión con chapa enrasada [8] Pilares con chapa enrasada [8].....	8
Figura II-8. Vista 3D unión tipo Peikko y esquema de unión [9]	8
Figura II-9. Unión pilar soporte mediante vainas alojadas en el pilar / cimentación	9
Figura II-10. Detalle de sección inferior de pilar en uniones con vainas alojadas en el pilar [10]	9
Figura II-11. Hipótesis de cálculo para el armado de pedestales con superficie rugosa [11]	10
Figura II-12. Detalles de armado de pedestales según Leonhardt y Mönning.....	11
Figura II-13. Comportamiento de pedestal asumiendo adherencia mecánica entre paredes.....	11
Figura II-14. Hipótesis de cálculo para el armado de pedestales con superficie lisa [11].....	12
Figura II-15. (a) Notación para recomendaciones geométricas (b) esquema de fuerzas [13]	12
Figura II-16. Vista superior del pedestal	13
Figura II-17. Armadura de punzonamiento en la solera inferior del pedestal (a) una capa (b) dos capas..	14
Figura II-18. Esfuerzos actuantes durante el montaje	14
Figura II-19. Esquema de comportamiento de Willert y Kesser [12].....	15
Figura II-20. Modelo Olin y tensiones de adherencia en caras laterales de pilar en cálices de superficie rugosa [12].....	16
Figura II-21. Esquema de cáliz de cimentación (a) y modos de fallo (b) [8]	17
Figura II-22. Vista llaves de cortante [8]	18
Figura II-23. Modelos de comportamiento presentados por Elliot [8].....	18
Figura II-24. Modelo de comportamiento de Osanai y descomposición para su resolución [16]	20
Figura II-25. Distribución de tensiones en la longitud embebida	21
Figura II-26. Nomenclatura empleada para designar a los muros del cáliz	22
Figura II-27. Modelo de comportamiento propuesto con Canha [12].....	23
Figura II-28. Modelo de comportamiento de muro transversal propuesto por Canha [20].....	25
Figura II-29. Modelo propuesto por Canha para el muro 1 en cálices de superficie lisa [20]	25
Figura II-30. Modelo de transferencia de fuerzas resultantes entre columna y cáliz de superficie rugosa [20]	26
Figura II-31. Modelo de comportamiento del muro transversal frontal en cálices de superficie rugosa [20]	26
Figura II-32. Modelo de comportamiento del muro transversal dorsal en cálices de superficie rugosa [20]	27
Figura II-33. Modelo de comportamiento propuesto en EHE-08 [1] y EC-2 [2].....	28
Figura II-34. Área de armadura horizontal principal según los modelos de diseño [12]	29
Figura II-35. Área de armadura vertical según los modelos de diseño [12].....	30
Figura II-36. Descripción del pedestal ensayado y configuración de armado [13].....	33
Figura II-37. Detalle del anclaje del pedestal a la losa de cimentación [13].....	33
Figura II-38. Configuración empleada en la prueba de rotura [13].....	34
Figura II-39. (a) Fisuración en el muro frontal, (b) fisuración en el muro dorsal [13]	34
Figura II-40. Macrofisuración del espécimen [13]	34
Figura II-41. (a) Inicio del colapso, (b) colapso del pedestal [13].....	35
Figura II-42. Descripción de los especímenes [16].....	35
Figura II-43. Esquemas de aplicación de carga [16]Figura II-43	36
Figura II-44. Cargas aplicadas durante los ensayos [16].....	36
Figura II-45. Curvas carga-desplazamiento de los especímenes ensayados [16]Figura II-43	37
Figura II-46. Gráficas carga horizontal – deformación para el armado de cimentación.....	38
Figura II-47. Configuración de los ensayos realizados por Canha [20].....	39
Figura II-48. Dimensiones de los especímenes ensayados [21].....	39

Figura II-49. Configuración de armado en los cálices y disposición de galgas extensométricas [20].....	40
Figura II-50. Modelos de comportamiento empleados para el armado vertical de los especímenes [20]...	40
Figura II-51. Fisuración en los muros transversales de los especímenes ensayados	42
Figura II-52. (a) Celosía propuesta por Ritter (b) celosía de Mörsch	42
Figura II-53. Trayectoria de tensiones elásticas y modelo de bielas y tirantes [5]	43
Figura II-54. Esquemas básicos de bielas y tirantes [22].....	44
Figura II-55. Identificación de regiones D [1]	44
Figura II-56. Delimitación de regiones D [1].....	45
Figura II-57. Partes fundamentales de los modelos de bielas y tirantes [1].....	45
Figura II-58. Sustitución de biela por celosía para el cumplimiento de la compatibilidad de deformaciones [26].....	46
Figura II-59. Modelos propuestos con distinta eficiencia mecánica [5].....	46
Figura II-60. Eficiencia mecánica frente a facilidad constructiva de distintos modelos de bielas y tirantes [26].....	47
Figura II-61. Descomposición de modelo hiperestático en dos modelos estáticamente determinados [26].	47
Figura II-62. Tracciones por difusión de compresiones [26].	48
Figura II-63. (a) Bielas con compresión transversal, (b) bielas con tracción transversal	49
Figura II-64. Tipologías de bielas según su resistencia de cálculo establecidas en MC-2010 [22]	50
Figura II-65. Nudos singulares y nudo distribuido [26].....	51
Figura II-66. Zonas nodales formadas por el encuentro de tres o cuatro bielas [26].....	51
Figura II-67. (a) Nudo con armadura dispuesta en una dirección (b) Nudo con armadura dispuesta en dos direcciones [2].....	52
Figura II-68. Modelo de bielas y tirantes para encepado con pilotes a tracción (a) armado ortogonal (b) armado inclinado	53
Figura IV-1. Geometría de los especímenes planteados.....	58
Figura IV-2. Ejemplos de los resultados obtenidos en SAP2000.....	59
Figura IV-3. Esquema de fuerzas adoptado para la campaña experimental	59
Figura IV-4. Modelos de bielas y tirantes 3D simplificados propuestos para cálices de cimentación	60
Figura IV-5. Configuración de armado del primer espécimen (X1).....	60
Figura IV-6. Disposición de armado frecuente en cálices ejecutados in situ	61
Figura IV-7. Configuración de armado de los especímenes	62
Figura IV-8. Esquema de chapas utilizado en los puntos de contacto entre el pilar y las paredes interiores del cáliz.....	62
Figura IV-9. Detalle del pilar empleado y chapas de contacto.....	63
Figura IV-10. Detalle del utillaje empleado en el interior del hueco del cáliz	63
Figura IV-11. Detalle del apoyo de las probetas y topes	64
Figura IV-12. Detalle de los topes empleados para coartar los desplazamientos de la pieza	64
Figura IV-13. Vista general del ensayo	65
Figura IV-14. Vista del actuador hidráulico y encoder	65
Figura IV-15. a) Célula C6A 2000 de kN acoplada al actuador, b) y c) Células C6A de 500 kN en paredes internas del cáliz	66
Figura IV-16. Esquema de células de carga empleadas para el control de las acciones aplicadas sobre los especímenes	66
Figura IV-17. Esquema de captadores de desplazamientos utilizado	67
Figura IV-18. Distribución de galgas en la pieza X2	68
Figura IV-19. Ubicación de cámaras DSLR para la obtención de una vista cenital	68
Figura IV-20. Probetas para el control de resistencia del hormigón	69
Figura IV-21. Marcado de puntos a instrumentar y eliminación de corrugas	70
Figura IV-22. Pulido, pegado de galgas, colocación de bridas e identificación de cables	71
Figura IV-23. Detalle masilla AK22, protección de galgas y distribución y embolsado de cables.....	71
Figura IV-24. Encofrado de los especímenes.....	71
Figura IV-25. Hormigonado y especímenes.....	72
Figura IV-26. Posicionamiento de especímenes y detalle de topes en esquinas	72
Figura IV-27. Vista del interior del cáliz antes del posicionamiento del pilar.....	72

Figura IV-28. Posicionamiento del pilar	73
Figura IV-29. Colocación de captadores y bandejas de conexión	73
Figura IV-30. Detalle de bandejas y cableado	73
Figura IV-31. Detalle del panel de conexiones de la mesa de ensayos.....	74
Figura IV-32. Detalle del posicionamiento de cámaras y focos	74
Figura IV-33. Vista del ensayo correspondiente a la pieza X	74
Figura V-1. Esquema de fuerzas registradas.....	75
Figura V-2. Cargas de rotura registradas en la campaña experimental.....	76
Figura V-3. Identificación de captadores de desplazamiento dispuestos en las esquinas interiores de los especímenes	77
Figura V-4. Patrón de fisuración de los especímenes	78
Figura VI-1. Cargas de rotura y resistencia a compresión simple de las probetas	82
Figura VI-2. Carga vertical y horizontal registrada durante el ensayo de la pieza X1.....	82
Figura VI-3. Deformaciones registradas en las esquinas interiores del muro frontal en el instante de rotura	83
Figura VI-4. Plastificación de la armadura tras la rotura del hormigón	83
Figura VI-5. Deformaciones en las esquinas del muro dorsal	83
Figura VI-6. Esquema de comportamiento del espécimen X1	84
Figura VI-7. Patrón de fisuración registrado en la pieza X1.....	84
Figura VI-8. Esquema de armado del espécimen X2 y MBT asociado.....	85
Figura VI-9. Deformaciones registradas en el paquete de cercos	85
Figura VI-10. Patrón de fisuración registrado en la pieza X2.....	86
Figura VI-11. Esquema de armado del espécimen X3 y MBT asociado.....	86
Figura VI-12. Patrón de fisuración registrado en la pieza X3.....	87
Figura VI-13. Deformaciones registradas en la armadura de flexión del muro frontal	87
Figura VI-14. Deformaciones registradas en los tirantes longitudinales de la parrilla inferior.....	87
Figura VI-15. Esquema de armado del espécimen X7 y MBT asociado.....	88
Figura VI-16. Desplazamientos registrados en las esquinas de los especímenes X2 y X7, véase nomenclatura en Figura V-3	88
Figura VI-17. Deformaciones registradas en la rama ubicada en el muro frontal del paquete de cercos...89	89
Figura VI-18. Deformaciones registradas en la rama ubicada en el muro dorsal del paquete de cercos...89	89
Figura VI-19. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales ...90	90
Figura VI-20. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales ...90	90
Figura VI-21. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales ...91	91
Figura VI-22. Fisuración principal de los especímenes	91
Figura 0-1. Esquema de fuerzas para el que se diseñó el armado de las piezas.....	98
Figura 0-2. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT1	98
Figura 0-3. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT2.....	99
Figura 0-4. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT3.....	100
Figura 0-5. Detalle de armado de la pieza X1.....	101
Figura 0-6. Detalle de armado de la pieza X2.....	102
Figura 0-7. Detalle de armado de la pieza X3.....	103
Figura 0-8. Detalle de armado de la pieza X4.....	104
Figura 0-9. Detalle de armado de la pieza X5.....	105
Figura 0-10. Detalle de armado pieza X6	106
Figura 0-11. Detalle de armado de la pieza X7.....	107
Figura 0-12. Detalle de armado de la pieza X8.....	108
Figura 0-13. Detalle de armado de la pieza X9.....	109
Figura 0-14. Detalle de armado de la pieza X10.....	110
Figura 0-15. Esquema de galgas empleado en la pieza X1	111
Figura 0-16. Esquema de galgas empleado en la pieza X2	112
Figura 0-17. Esquema de galgas empleado en la pieza X3	113
Figura 0-18. Esquema de galgas empleado en la pieza X4	114
Figura 0-19. Esquema de galgas empleado en la pieza X5	115
Figura 0-20. Esquema de galgas empleado en la pieza X6	116

Figura 0-217. Esquema de galgas empleado en la pieza X7	117
Figura 0-22. Esquema de galgas empleado en la pieza X8	118
Figura 0-23. Esquema de galgas empleados en la pieza X9.....	119
Figura 0-24 Esquema de galgas empleados en la pieza X10.....	120

LISTADO DE TABLAS

Tabla II-1. Recomendaciones geométricas [13].....	13
Tabla II-2. Coeficientes de rozamientos recomendados por Osanai [16]	22
Tabla II-3. Resumen de los modelos de comportamiento propuestos para la determinación de acciones en la longitud embebida del pilar	31
Tabla II-4. Resumen de recomendaciones de diseño para cálices de cimentación propuestos por los distintos autores.....	32
Tabla II-5. Descripción de las piezas empleadas.....	36
Tabla II-6. Resumen del programa experimental [20].....	41
Tabla II-7. Resumen de los principales resultados experimentales [20].....	41
Tabla IV-1. Justificación del armado de los especímenes y cuantías de armado.....	62
Tabla IV-2. Distribución de galgas en los distintos especímenes	67
Tabla IV-3. Resumen de resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple del hormigón.....	69
Tabla IV-4. Características mecánicas del acero.....	70
Tabla V-1. Cargas registradas en el instante de rotura de los especímenes (kN).....	76
Tabla V-2. Valores de desplazamientos registrados en el instante de carga última (mm)	77
Tabla V-3. Resumen de deformaciones máximas registradas en los especímenes (%).....	79
Tabla VI-1. Eficiencia del armado de los distintos especímenes	81

I.1 Generalidades

El auge en el campo de la prefabricación de estructuras de hormigón armado ha extendido, en los últimos años, el empleo de cálices de hormigón armado como elemento de cimentación para este tipo de estructuras. Una prueba de ello es la reciente inclusión de los cálices cimentación en la instrucción española EHE-08 [1] y en el Eurocódigo 2 [2].

La cimentación mediante cáliz permite la materialización de la conexión entre la cimentación y el soporte introduciendo este último en el hueco dejado por el cáliz, y el posterior relleno del espacio existente entre ambos elementos mediante hormigón o grout de baja retracción.

Pese a que existen distintas soluciones para materializar la conexión entre el soporte prefabricado y la cimentación, como son el empleo de barras salientes y vainas, o la unión mediante pernos o pasadores y chapas metálicas, el empleo de cálices es la solución más extendida por su menor sensibilidad a imprecisiones de proyecto, por presentar un comportamiento próximo al de una estructura monolítica y por ser la solución más económica cuando el terreno presenta una buena capacidad portante.

Dentro de los cálices podemos distinguir entre aquellos cuya cavidad queda incluida dentro del propio canto del elemento de cimentación (Figura I-1), y los pedestales donde un conjunto de paredes ejecutadas sobre el elemento de cimentación conforman la cavidad destinada a alojar el pilar. En ambos casos, las paredes del cáliz y las caras del pilar prefabricado en su longitud embebida pueden ser lisas o rugosas, formándose en este último caso llaves de cortante que mejoran la transmisión de esfuerzos entre el soporte y la cimentación.



Figura I-1. Cálices de cimentación ejecutados in situ

Los cálices de cimentación, que pueden ser elementos ejecutados in situ o prefabricados, constituyen una región de discontinuidad (región D) con un marcado carácter tridimensional, no siendo aplicable la hipótesis cinemática de Navier-Bernouilli para el diseño de su armado. Como consecuencia de ello, es necesario emplear una metodología adecuada al diseño de este tipo de regiones como es el método de bielas y tirantes, que supone una herramienta de diseño más consistente y racional que los métodos empíricos desarrollados tradicionalmente para este tipo de regiones.

Los modelos de bielas y tirantes (MBT) cuyas bases fueron sentadas por Marti (1985) [3], [4] y Schlaich et al (1987) [5] están ampliamente aceptados en la actualidad como metodología de diseño para este tipo de regiones. Prueba de ello es su incorporación en el cuerpo de las principales normativas internacionales de hormigón estructural. Sin embargo, en el caso de regiones D en el espacio tridimensional, la aplicación del MBT se encuentra escasamente desarrollado, existiendo un vacío de datos experimentales sobre elementos estructurales tan comunes como los cálices para pilares prefabricados de hormigón, centrándose los ensayos encontrados en la bibliografía principalmente en encepados de pilotes sometidos a carga centrada.

Tal y como indica Reineck et al en el Boletín 61 de la fib (2011) [6] debe llevarse a cabo una mayor investigación en este sentido, ya que existen muy pocas directrices para la aplicación de modelos de bielas y tirantes tridimensionales y, pese a que a menudo se ha recurrido a la descomposición de una región 3D en modelos planos para evitar la complejidad de estos modelos, hay casos en los que esta metodología no es posible. En estos casos, la formulación del modelo espacial y la determinación de una geometría congruente para las zonas nodales pueden ser bastante complejas, pudiendo ser inapropiados los factores de eficacia desarrollados para estados biaxiales de tensiones.

I.2 Descripción del estudio

El presente trabajo tiene como objetivo el estudio del comportamiento estructural de cálices de cimentación hasta la rotura.

Este estudio se enmarca dentro de los siguientes proyectos de investigación:

- Proyecto BIA2009-11369: “Estudio Experimental y Numérico de Regiones D Planas y Espaciales en Estructuras de Hormigón. Aplicación a Apoyos a Media Madera y Cálices”, concedido por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España.
- Proyecto BIA2012-32300: “Estudio Experimental y Numérico de Regiones D Tridimensionales de Hormigón Armado: Encepados y Cálices” del Ministerio de Economía y Competitividad de España

Este documento revisa la literatura técnica existente, describe la campaña experimental llevada a cabo, analiza y discute los resultados obtenidos en la experimentación e infiere conclusiones sobre el comportamiento estructural de los cálices de cimentación.

I.3 Organización del documento

El presente documento está estructurado en 7 capítulos, un apartado de referencias bibliográficas y 4 anexos.

En el capítulo I se presenta la introducción, motivación y encuadre del documento.

En el capítulo II se expone el estado actual del conocimiento mediante un análisis bibliográfico de la literatura técnica existente sobre el comportamiento estructural de los cálices de hormigón armado, así como de la información recogida en la normativa vigente respecto a estos elementos de cimentación.

En el capítulo III se plantean los objetivos específicos que se pretenden alcanzar con la investigación y se indica la relevancia de la misma.

La descripción del programa experimental que se ha seguido queda recogida en el capítulo IV. En él se muestra detalladamente la configuración de ensayo empleada, así como la instrumentación y equipos empleados.

En el capítulo V se resumen los principales resultados obtenidos de los ensayos.

La discusión de resultados se realiza en el capítulo VI, donde se analiza el comportamiento en rotura de los cálices de hormigón armado, analizando la eficiencia de las distintas configuraciones de armado, los

mecanismos resistentes movilizados, los patrones de fisuración obtenidos y la adecuación de los modelos de bielas y tirantes propuestos.

El capítulo VII presenta las futuras líneas de investigación que se abren a partir de esta investigación.

El presente capítulo realiza una revisión del estado del conocimiento sobre comportamiento estructural de los cálices de cimentación. Como punto de partida se realiza una breve introducción a las distintas tipologías de unión pilar-cimentación existentes, indicándose las principales características de cada una de ellas. Tras esta introducción, se describen los modelos de comportamiento teóricos y las campañas experimentales que se han encontrado en la bibliografía técnica. En la parte final del capítulo se realiza una breve descripción teórica del método de bielas y tirantes.

II.1 Aspectos generales de las uniones pilar-cimentación

Una de las principales diferencias entre las estructuras de hormigón ejecutadas in situ y las estructuras de hormigón prefabricado radica en la existencia de uniones entre las distintas piezas que constituyen el esquema resistente de estas últimas. La falta de monolitismo inherente a la prefabricación de una estructura a partir de elementos aislados conlleva a un estudio especial de las conexiones entre los distintos elementos.

La necesidad de materializar las hipótesis adoptadas en el cálculo de cualquier sistema estructural obliga a fijar coacciones o movilizar desplazamientos entre elementos adyacentes en las uniones, tal y como se hayan considerado en la fase de diseño. Por ello es necesario que éstas presenten una resistencia, rigidez, ductilidad y durabilidad adecuadas para evitar esfuerzos no previstos en el resto de los elementos del sistema estructural.

II.1.1 Conexiones pilar-cimentación mediante cáliz

Las conexiones tipo cáliz consisten en la materialización de un hueco, en el propio canto del elemento de cimentación o mediante un cajeadado generado por muros ubicados sobre él (Figura II-1), en el que se aloja el pilar prefabricado. Las paredes del cáliz y las caras del pilar en su longitud embebida pueden ser lisas o rugosas (Figura II-2), en este último caso la materialización de llaves de cortante modifica el comportamiento de la unión debido a la adherencia mecánica que se consigue movilizar en la interfaz cáliz-pilar. En este tipo de conexiones, el elemento de cimentación puede ser ejecutado in situ o prefabricado (Figura II-3). (a) Cálices de hormigón prefabricado (b) detalle de pilar con superficie rugosa

a), siendo la solución ejecutada in situ la más común en España.

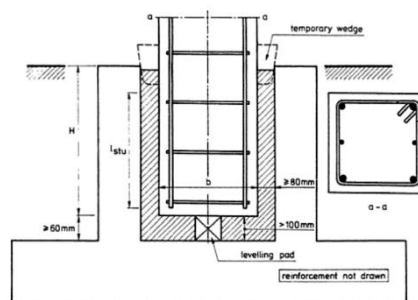


Figura II-1. Esquema de pedestal de cimentación [7]

Para la instalación del soporte en el interior del cáliz es habitual el uso de dispositivos de nivelación y centrado en el fondo del cáliz sobre los que se apoya el soporte. La fijación del pilar en su posición definitiva

es llevada a cabo mediante el empleo de cuñas de madera en la parte superior del hueco. Una vez fijada la columna, el hueco existente entre las paredes del cáliz y las caras del pilar en su longitud embebida es rellenado mediante hormigón o grout de baja retracción. La separación entre estos paramentos es especialmente importante ya que debe permitir la correcta puesta en obra del hormigón de relleno, debiendo posibilitar el uso de vibradores internos en el caso de no emplear hormigones autocompactantes. En algunos casos, se opta por inclinar los paramentos interiores del cáliz, generando un hueco en forma de tronco de pirámide invertido, para facilitar el correcto hormigonado entre paramentos.

Pese a que existen multitud de soluciones para la materialización de las uniones pilar-cimentación en estructuras prefabricadas, el empleo de cálices de cimentación es la solución más empleada, siendo las principales características que explican este hecho las siguientes:

- Es la solución menos sensible a imprecisiones, presentando mayores tolerancias.
- Presenta una gran rigidez, con un comportamiento próximo a la estructura monolítica, siempre que se respeten las longitudes embebidas del pilar de acuerdo al canto de este último.
- Es la solución más económica cuando el terreno presenta una buena capacidad resistente.
- El pilar puede ser fijado provisionalmente con cuñas de madera, no siendo necesario normalmente ningún tipo de apuntalamiento adicional.
- Tiene un buen comportamiento al fuego y a agentes atmosféricos, como cualquier elemento de hormigón armado.

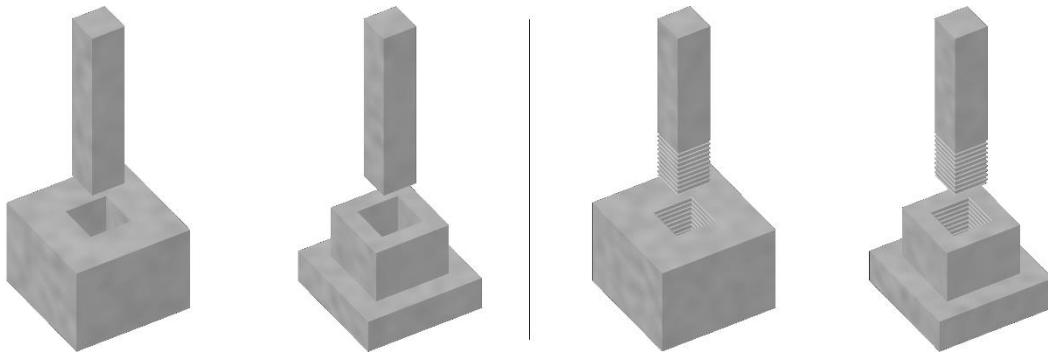


Figura II-2. Cáliz y pedestal con superficie lisa / superficie rugosa

Los inconvenientes que pueden presentar estas uniones son de tipo geométrico. La necesidad de garantizar una longitud embebida de pilar suficiente para asegurar el correcto funcionamiento de la conexión obliga generalmente a proyectarlos enterrados por el espacio que ocupan, especialmente cuando el pilar presenta cantos importantes. Adicionalmente, su aplicación en zapatas de borde y esquina requiere un retranqueo del pilar respecto a los bordes exteriores de la cimentación para poder materializar el hueco que va a alojar el pilar.

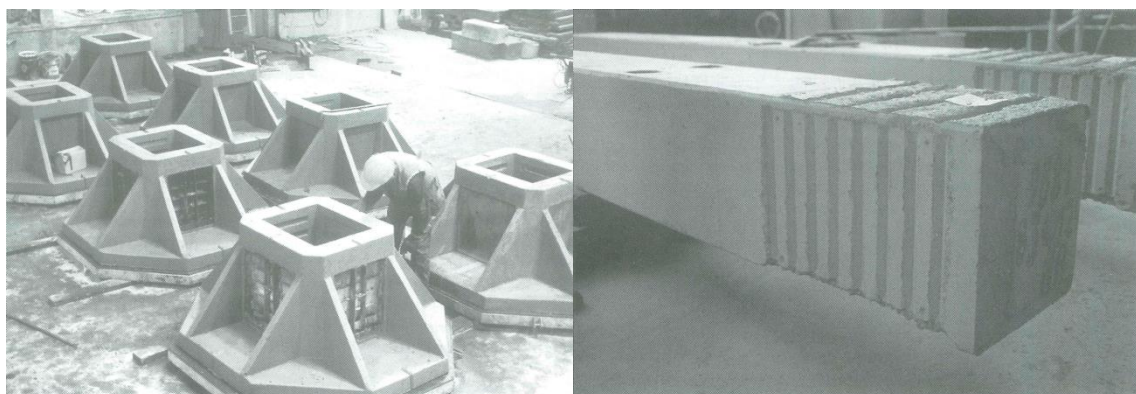


Figura II-3. (a) Cálices de hormigón prefabricado (b) detalle de pilar con superficie rugosa [7]

II.1.2 Conexiones pilar-cimentación mediante pasadores y chapas de base

El empleo de chapas de base como elemento de transición entre pilares metálicos y cimentaciones de hormigón está ampliamente extendido en estructura metálica. De forma análoga, es usual su empleo en estructuras de hormigón prefabricado.

En este tipo de uniones en las que se dejan pernos embebidos en la cimentación, es la chapa de base la que permite la transmisión de esfuerzos de tracción entre la armadura traccionada del pilar y los pernos (Figura II-4), que se fijan a la cimentación mediante tuercas, disponiéndose habitualmente contratuercas de nivelación bajo la chapa de base para permitir la correcta alineación del pilar.



Figura II-4. Unión soporte-cimentación mediante chapa de base y detalle de soldadura [8]

La unión de la chapa de base metálica al pilar de hormigón armado se materializa mediante la soldadura de la armadura del pilar a la chapa de base. Si la chapa de base presenta rigidizadores para resistir los esfuerzos de flexión local a la que se ve sometida y/o para mejorar la rigidez de la unión, la soldadura puede realizarse entre la armadura y éstos, quedando parte de estos rigidizadores embebidos en la parte inferior del pilar como se muestra en la Figura II-5.

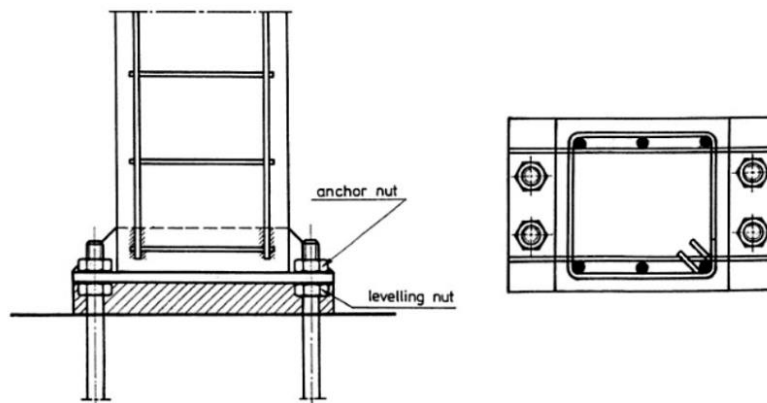


Figura II-5. Esquema de unión cimentación-pilar mediante chapa de base rigidizada [7]

Este tipo de unión comparte algunas de las características mencionadas en los cálizos como la facilidad de montaje y no necesitar apuntalamiento provisional. Adicionalmente, cabe destacar que este tipo de unión puede considerarse desmontable. Por el contrario, tiene un peor comportamiento frente a agentes atmosféricos y al fuego, presentando una menor flexibilidad frente a tolerancias que las uniones tipo cáliz, si bien es posible materializar la conexión entre la chapa de base y la cimentación mediante soldadura, permitiendo en este caso grandes tolerancias. En este último caso, es necesario dejar una chapa metálica embebida en la cimentación que debe estar convenientemente anclada.

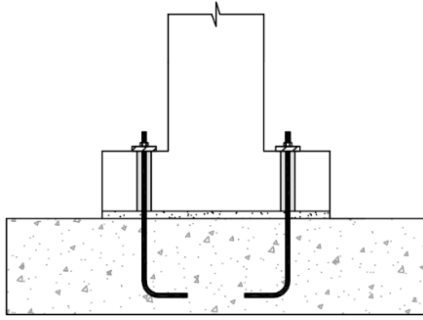


Figura II-6. Esquema de unión mediante recreído

La Figura II-6 muestra una variante, menos utilizada, de este tipo de conexiones que emplean pernos embebidos en la cimentación. En ella se sustituye la chapa de base por un recreído en la base del pilar a la que se anclan los pernos embebidos en la cimentación. Con este recreído se puede conseguir un aumento del brazo mecánico en la conexión, dado que la mayor rigidez de la base del pilar frente a una chapa de base puede posibilitar un mayor espaciamiento entre pernos, si bien implica un mayor volumen y la necesidad de emplear unos moldes especiales para materializar la base del pilar.

Otro tipo de soluciones mediante barras roscadas son las uniones con chapa de base enrasada. En estas uniones la chapa de base presenta las mismas dimensiones que la sección transversal del pilar, lo que hace que la conexión de los pernos o anclajes con la chapa de base quede alojada en el interior del pilar gracias al cajeadado que presenta la sección del pilar en su parte inferior, que es posteriormente rellenado mediante mortero de baja retracción.

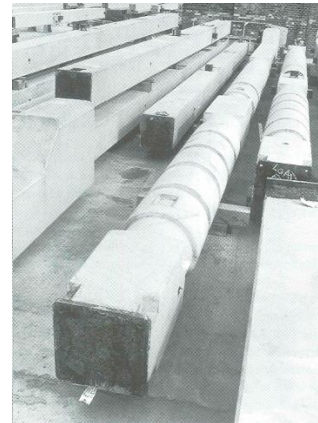


Figura II-7. Esquema de unión con chapa enrasada [8] | Pilares con chapa enrasada [8]

Presenta como ventaja frente al resto de disposiciones que la unión queda oculta una vez se ha hormigonado el cajeadado dejado en la parte inferior del pilar para la conexión, no invadiendo espacio más allá de las propias dimensiones del pilar.

Una variante de este tipo de conexiones, en las que la unión queda embebida en el pilar, son las conexiones tipo Peikko. Estas conexiones presentan un conjunto de chapas que permiten la transmisión de esfuerzos entre la armadura del pilar y los anclajes embebidos en la cimentación, véase el detalle de este tipo de unión en la Figura II-8.

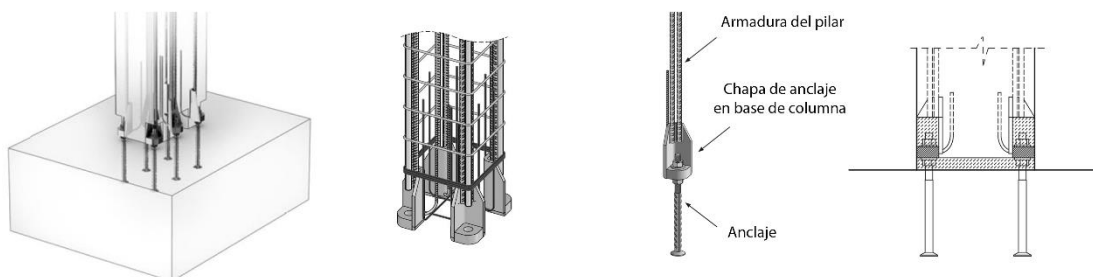


Figura II-8. Vista 3D unión tipo Peikko y esquema de unión [9]

II.1.3 Conexiones pilar-cimentación mediante vainas y barras salientes

En estas conexiones se dejan vainas embebidas en uno de los elementos (Figura II-9), que permiten alojar las barras salientes que forman parte del otro elemento de la conexión. La unión se materializa mediante el relleno de las vainas con grout.

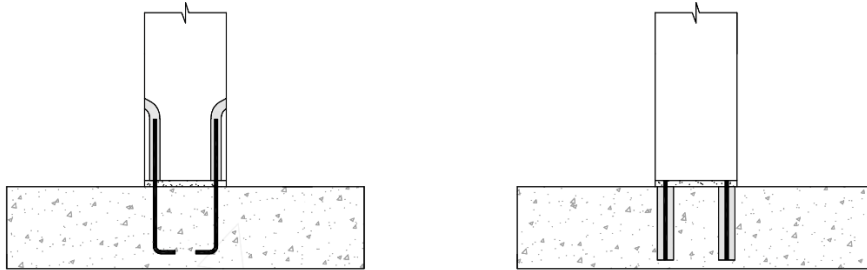


Figura II-9. Unión pilar soporte mediante vainas alojadas en el pilar / cimentación

Si se opta por alojar las vainas en la cimentación, el relleno del grout se realiza justo antes de colocar el pilar, presentando como inconveniente que es difícil garantizar la limpieza de las vainas. Si se opta por alojar las vainas en el pilar (Figura II-10), el número de barras que pueden usarse es limitado debido a la falta de espacio en la sección transversal, que además de éstas presenta la propia armadura del pilar. En este último caso, el relleno con grout se realiza tras el posicionamiento del pilar mediante aberturas preparadas para el relleno de las vainas.

Los principales inconvenientes de este tipo de unión son la escasez de holgura ante desvíos, siendo recomendable dimensionar las vainas con generosidad, la limitación de espacio que puede existir en la base del pilar si las vainas se alojan en él, y la necesidad de apeo provisional hasta que el grout alcanza resistencia suficiente.

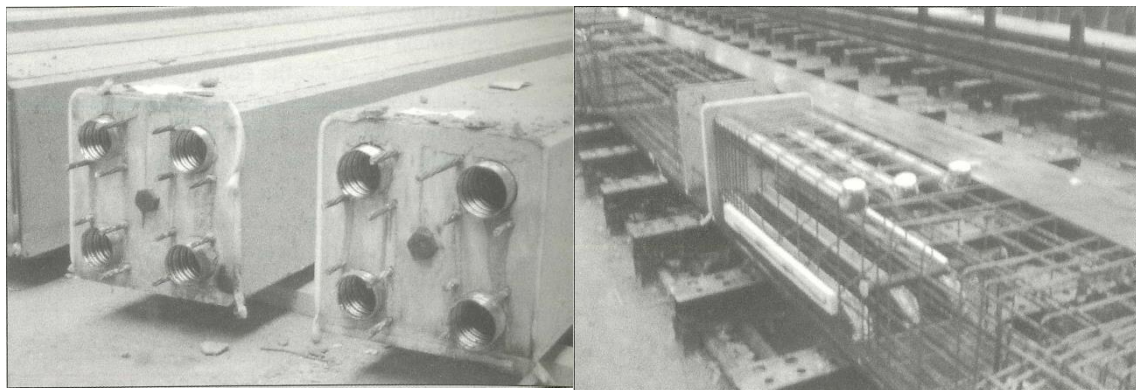


Figura II-10. Detalle de sección inferior de pilar en uniones con vainas alojadas en el pilar [10]

La principal ventaja de este tipo de unión, al igual que las uniones que emplean manguitos de empalme entre barras o chapas de base enrasadas, es la que la unión queda oculta, no invadiendo más espacio que el propio de la sección transversal del pilar.

II.2 Modelos de comportamiento de cálices y recomendaciones de diseño

II.2.1 Modelo de Leonhardt y Mönning

El modelo de cálculo propuesto por Leonhardt y Mönning (1977) [11] constituye la primera referencia publicada que se ha encontrado para el diseño de pedestales de hormigón armado y es uno de los modelos más empleados para el diseño de este tipo de elementos según Canha [12]. En su propuesta, los autores presentan modelos de cálculo para determinar las fuerzas transmitidas por el soporte a las paredes del cáliz y recomendaciones de armado para dos casos límite según la condiciones superficiales de las caras de los cálices y del soporte en su longitud embebida: cálices de superficies lisas y cálices con superficies rugosas. En ninguno de los dos modelos planteados se considera el efecto del rozamiento y de la adherencia mecánica entre las paredes del cáliz y del soporte.

II.2.1.1 Cálices de superficie rugosa

Según Leonhardt y Mönning [11] en los cálices de superficie rugosa puede admitirse una total colaboración entre el soporte y la cimentación, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- Profundidad mínima de las nervaduras de 1 cm
- Hormigón de relleno de la misma calidad que el de la columna o cáliz
- Espesor de muros transversales: superior a 1/3 de la menor dimensión del hueco del cáliz, con un espesor mínimo de 10 cm
- Longitud embebida del pilar según la excentricidad del soporte (siendo h el canto del pilar):
 - $l_{emb} \geq 1.2 \cdot h$ para $M/N \leq 0.15 \cdot h$
 - $l_{emb} \geq 2 \cdot h$ para $M/N = 2 \cdot h$

Bajo estos supuestos, el modelo propuesto de transmisión de esfuerzos entre el soporte y la cimentación es el que se muestra en la Figura II-11, donde no se considera la transmisión directa de carga entre las paredes del cáliz y del pilar debido a que no se tiene en cuenta la adherencia mecánica.

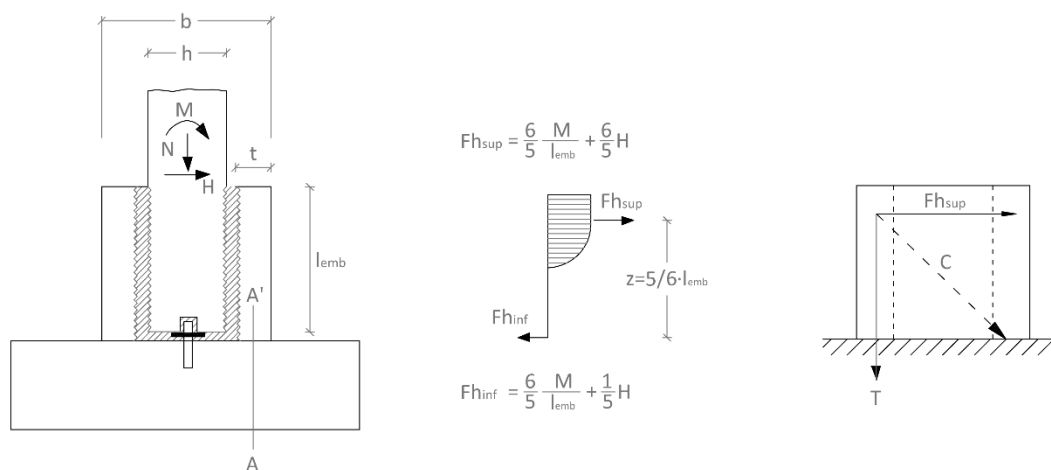


Figura II-11. Hipótesis de cálculo para el armado de pedestales con superficie rugosa [11]

Según el modelo planteado, la armadura perimetral horizontal de la zona superior del cáliz debe transmitir la fuerza horizontal $F_{h,sup}$ a las paredes longitudinales, debiéndose dimensionar el armado en cada una de estas paredes para una carga igual a $F_{h,sup}/2$. Si la excentricidad es reducida, $M/N \leq 0.15 \cdot h$, y los elementos son de pequeñas dimensiones, los autores indican que es suficiente con colocar cercos en la cara externa de la pared. En caso contrario exponen que deben disponerse armaduras perimetrales internas y externas, tanto en las paredes longitudinales y transversales, véase la Figura II-12

La transmisión de la fuerza $F_{h,sup}$ hasta la cimentación es llevada a cabo a través de los muros longitudinales, que actúan como ménsulas de gran rigidez empotradas en el elemento de cimentación. De esta forma, la fuerza horizontal $F_{h,sup}$ se descompone en una tracción vertical, que se canaliza en el entronque entre el muro longitudinal y el muro transversal dorsal a través de armadura vertical dispuesta para tal fin, y en una biela diagonal comprimida, tal y como se refleja en la Figura II-11.

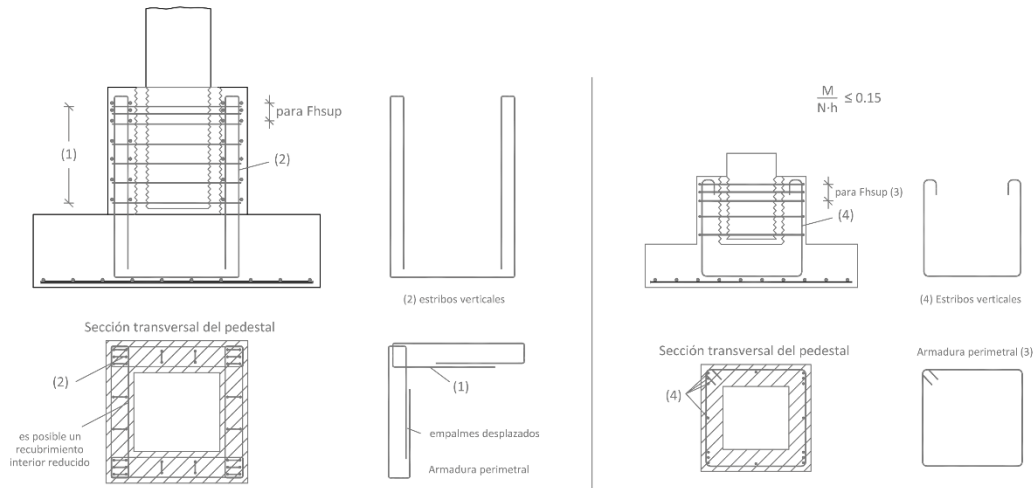


Figura II-12. Detalles de armado de pedestales según Leonhardt y Mönning

Respecto a la seguridad frente a esfuerzo cortante del muro transversal, Leonhardt y Mönning consideran que no es necesario tomar precauciones especiales porque la adherencia mecánica entre el soporte y el cáliz en el caso de superficies rugosas provocará que la acción horizontal que actúa en la parte superior del muro transversal sea inferior a $F_{h,sup}$, véase Figura II-13. Sin embargo, se desaconseja la reducción de armado por este hecho salvo que se dispongan de datos experimentales que avalen esta disminución. La adherencia provocará, adicionalmente, que la fuerza $F_{h,inf}$ no se origine de forma concentrada, transmitiéndose a la cimentación sin necesidad de armadura longitudinal.

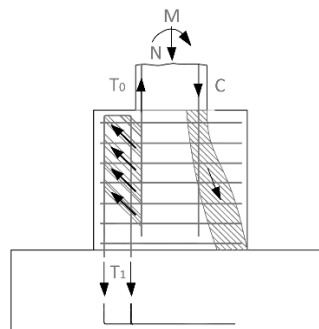


Figura II-13. Comportamiento de pedestal asumiendo adherencia mecánica entre paredes.

Las tensiones a las que está sometida la armadura traccionada del pilar deben transmitirse por trabazón a través de diagonales inclinadas ideales hasta la armadura vertical del cáliz, que posee un brazo mecánico mayor. A estos efectos deben colocarse en el resto de la altura del cáliz estribos perimetrales horizontales adicionales a los ubicados en la zona superior para la transmisión de $F_{h,sup}$. Según los autores, este tipo de estructuras no presentan un gran riesgo de punzonamiento, pudiendo llevarse a cabo la comprobación de punzonamiento de la solera inferior empleando las dimensiones exteriores del cáliz.

II.2.1.2 Cálculos de superficie lisa

En este caso desaparece la hipótesis más importante para el comportamiento monolítico soporte-cimentación, no pudiendo asumirse la contribución de la adherencia mecánica en la interfaz cáliz-pilar. Este hecho, hace que los autores aumenten la longitud embebida necesaria por el soporte en un 40% respecto al caso de los cálculos con paredes rugosas, obteniéndose las siguientes recomendaciones:

- $l_{emb} \geq 1.68 \cdot h$ para $M/N \leq 0.15 \cdot h$
- $l_{emb} \geq 2.8 \cdot h$ para $M/N = 2 \cdot h$

En este caso, el modelo para la determinación de los esfuerzos $F_{h,sup}$ y $F_{h,inf}$ se efectúa de acuerdo con la imagen, obteniéndose un brazo mecánico aproximado de este par de fuerzas de $2/3$ de la longitud embebida.

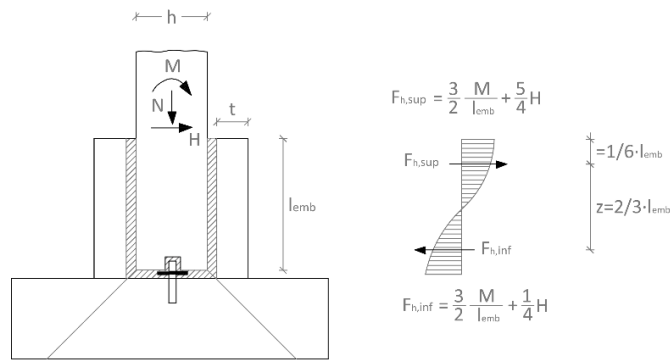


Figura II-14. Hipótesis de cálculo para el armado de pedestales con superficie lisa [11]

Para la transmisión de la fuerza horizontal $F_{h,sup}$ se siguen las mismas indicaciones que para los cálculos de superficie rugosa, siendo en este caso necesario comprobar adicionalmente que la armadura perimetral dispuesta en la parte inferior es capaz de resistir $F_{h,inf}$.

Si las barras longitudinales de la armadura están solicitadas a flexión, debe verificarse su anclaje, no pudiéndose adoptar el comienzo de la longitud de anclaje por encima de $l_{emb}/2$. Cuando el espesor del elemento de cimentación es reducido, se hace necesario verificar el punzonamiento, para lo cual debe admitirse que la carga sólo es transmitida a través de la sección extrema del pilar.

II.2.2 Propuesta de cálculo de la empresa de prefabricados de hormigón Caprese

La empresa Caprese publicó en 1981 [13] la prueba de rotura de un pedestal, véase apartado II.3.1, y una propuesta de cálculo para pedestales prefabricados de pared lisa que se recoge en este apartado. De acuerdo con las recomendaciones establecidas en [13] es conveniente respetar las dimensiones que quedan recogidas en la Tabla II-1, cuya simbología se encuentra representada en la Figura II-15 (a).

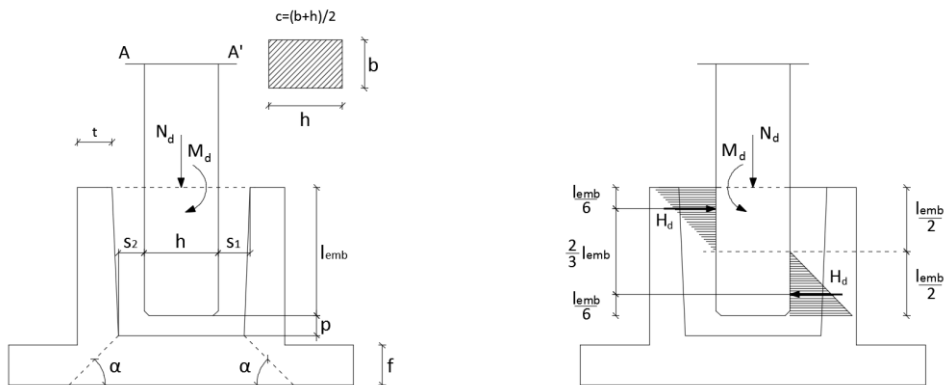


Figura II-15. (a) Notación para recomendaciones geométricas (b) esquema de fuerzas [13]

Simbología	pedestal prefabricado (cm)	pedestal ejecutado en obra (cm)
S ₁	7 - 10	7 - 15
S ₂	4 - 7	5 - 10
t	≥ 8	≥ 20
f	12	20
p	5 - 15	5 - 15
l _{emb}	e=M/N=0	→ l _{emb} ≥ 3/4·c < 30
	e=M/N ≤ h/2	→ l _{emb} ≥ c
	e=M/N > h/2	→ l _{emb} ≥ 1.3·c

Tabla II-1. Recomendaciones geométricas [13]

II.2.2.1 Cálculo de la armadura del pedestal

II.2.2.1.1 Armadura horizontal en los muros del cáliz

El esquema de fuerzas planteado en la parte embebida del pilar, Figura II-15 (b), se corresponde con la propuesta de Leonhardt y Mönning para cálices de pared lisa, es decir, los autores en [13] asumen un brazo mecánico del par de fuerzas generadas en el interior del cáliz de 2/3 la longitud embebida. De esta forma, la armadura puede calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$H_d = \frac{3}{2} \frac{M_d}{l_{emb}} \rightarrow A_{s,h} = \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Respecto a la disposición de la armadura horizontal se indica en [13] que esta armadura debe disponerse conformando un doble anillo alrededor del hueco, de forma que aparezca armadura interior y exterior en cada una de las caras del cáliz.

II.2.2.1.2 Armadura vertical en los muros del cáliz

Para el cálculo de la armadura vertical a disponer en cada uno de los muros del cáliz, los autores consideran que las paredes del cáliz se encuentran solicitadas a flexión, siendo el momento flector que deben ser capaces de resistir igual al momento de cálculo existente en la sección crítica del pilar.

$$A_{s,v} = \frac{M_d}{0.92 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

II.2.2.1.3 Armado de la solera inferior del pedestal

El cálculo de la cuantía de armadura necesaria en la solera inferior del pedestal es realizado considerando que la parte en voladizo de la solera se comporta como una ménsula empotrada en el cáliz sometida a una presión uniforme provocada por la reacción del terreno de valor:

$$q_d = \frac{N_d}{A} \pm \frac{M_d}{W}$$

Siendo A y W el área y el módulo resistente de la losa inferior

Por tanto, los momentos flectores de cálculo en cada dirección vienen dados por las siguientes expresiones, cuya nomenclatura queda reflejada en la Figura II-16:

$$M_{1d} = q_d \times a \times \frac{V_b^2}{2}$$

$$M_{2d} = q_d \times b \times \frac{V_a^2}{2}$$

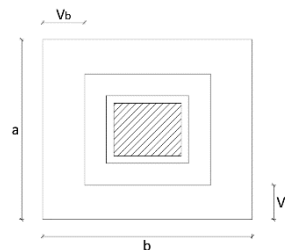


Figura II-16. Vista superior del pedestal

II.2.2.1.4 Verificación del punzonamiento de la losa inferior del pedestal

Según lo recogido en [13] el esfuerzo axial que solicita al pilar es transmitido desde su base a la solera inferior del pedestal, produciéndose la difusión de este esfuerzo en forma de tronco de pirámide con un ángulo respecto a la horizontal comprendido entre los 45° y los 60°. En este sentido los autores asumen a nivel de cálculo que el ángulo de difusión es de 45° en presencia de armadura y de 60° en ausencia de ésta. Para el cálculo de la tensión tangencial en la losa inferior del pedestal se propone la siguiente ecuación, véase notación en la Figura II-15 (a):

$$\tau = \frac{0.8 \cdot N_d}{2f(2c + f)}$$

Si la tensión tangencial obtenida es superior a la tensión máxima resistida en el perímetro considerado, aspecto que es frecuente en pedestales prefabricados que, a menudo, tienden a ser lo más ligeros posible, es necesario disponer armadura en las dos direcciones a y b, véase la Figura II-17, para evitar la rotura por punzonamiento de la solera inferior del pedestal. Para el cálculo de esta armadura los autores emplean la siguiente expresión.

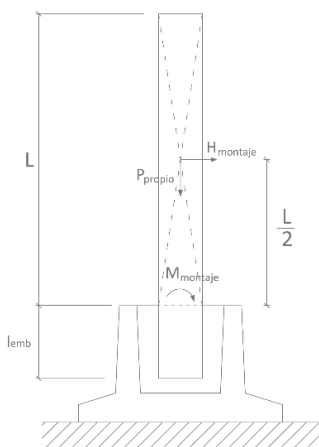
$$2(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_{yd} = N_d$$



Figura II-17. Armadura de punzonamiento en la solera inferior del pedestal (a) una capa (b) dos capas

II.2.2.1.5 Esfuerzos durante el montaje del pilar prefabricado

Durante la fase de montaje y posicionamiento del pilar puede aparecer una sollicitación sobre el cáliz debido a los posibles golpes que puede generar el movimiento oscilatorio del pilar durante las labores de montaje. Según [13] se puede admitir que en el caso de que el montaje sea ejecutado con cuidado, es suficiente considerar una fuerza horizontal, de magnitud igual al 50% del peso propio del pilar, actuando en la mitad de la altura del pilar no embebida, tal y como se muestra en la Figura II-18.



Por tanto, la magnitud del momento flector a considerar durante el montaje sería:

$$M_{\text{montaje}} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot H_{\text{montaje}} = \frac{1}{4} \cdot L \cdot P_{\text{propio,pilar}}$$

Figura II-18. Esfuerzos actuantes durante el montaje

II.2.3 Modelo de Willert y Kesser

Canha [12] recoge el modelo de Willert y Kesser (1983) [14], donde los autores proponen un modelo de comportamiento que queda reflejado en la Figura II-19. Este modelo considera el rozamiento movilizado en las paredes de los muros transversales del cáliz y en la base del pilar. Sin embargo, se desprecia la posible excentricidad de la reacción bajo el pilar, considerándose una reacción centrada en la base del pilar.

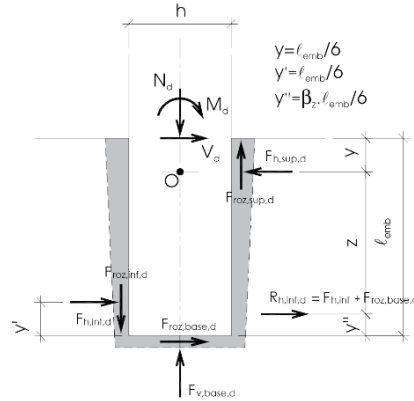


Figura II-19. Esquema de comportamiento de Willert y Kesser [12]

De acuerdo con los autores, este modelo puede ser empleado tanto para superficies lisas, para el que se recomienda un coeficiente de rozamiento $\mu = 2/3$ como para superficies rugosas. Para los cálices de superficie rugosa el autor no aconseja ningún valor, siendo necesario ser fijado por el proyectista. La longitud embebida del pilar según los autores debería estar incluida en el siguiente intervalo: $1.5h \leq l_{emb} \leq 3h$.

El planteamiento el equilibrio del modelo propuesto (ecuaciones 1 a 3) y la definición de las fuerzas horizontales que aparecen en el modelo (ecuaciones 4 a 8) es el que se indica a continuación, mostrándose la nomenclatura empleada en Figura II-19:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow F_{v,base,d} + F_{roz,inf,d} + F_{roz,sup,d} + N_d = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_h = 0 \rightarrow F_{h,sup,d} + F_{h,inf,d} + V_d = 0 \quad (2)$$

$$\sum M_o = 0 \rightarrow \frac{5}{6} \cdot l_{emb} \cdot F_{roz,base,d} + \frac{2}{3} \cdot l_{emb} \cdot F_{h,inf,d} + (F_{roz,inf,d} + F_{roz,sup,d}) \cdot \frac{h}{2} - V_d \cdot \frac{l_{emb}}{6} - M_d = 0 \quad (3)$$

Donde:

$$R_{h,inf,d} = F_{h,inf,d} + F_{roz,base,d} \quad (4)$$

$$F_{roz,sup,d} = \mu \cdot R_{h,inf,d} \quad (5)$$

$$F_{h,inf,d} = \beta_z \cdot R_{h,inf,d} \quad (6)$$

$$F_{roz,inf,d} = \mu \cdot F_{h,inf,d} = \mu \cdot \beta_z \cdot R_{h,inf,d} \quad (7)$$

$$F_{roz,base,d} = R_{h,inf,d} - F_{h,inf,d} = (1 - \beta_z) \cdot R_{h,inf,d} \quad (8)$$

La resolución del sistema de ecuaciones planteado permite obtener la resultante de fuerzas horizontales que aparecen en la parte inferior del cáliz $R_{h,inf}$, suma de la fuerza horizontal inferior que actúa sobre el cáliz y del rozamiento en la base del pilar, y la fuerza horizontal superior que actúa en el cáliz $F_{h,sup}$.

$$R_{h,inf} = \frac{6M_d + V_d l_{emb}}{(5 - \beta_z) \cdot l_{emb} + 3\mu h \cdot (1 + \beta_z)} \quad F_{h,sup} = R_{h,inf} + V_d$$

Donde β_z representa la variación del brazo mecánico z y puede ser calculada por la siguiente expresión:

$$\beta_z = 1 - e^{\left(-\frac{2\left(\frac{M_d}{N_d}\right)}{3h}\right)} \quad \text{con } 0 < \beta_z \leq 1$$

Para pequeñas excentricidades ($e < 1/6 \cdot h$) y despreciando el rozamiento ($\mu = 0$), de la expresión anterior se obtiene la misma ecuación que en el modelo de Leonhardt y Mönning para cálices de superficie lisa

$$e < \frac{1}{6} \cdot h \rightarrow \beta_z \approx 0 \rightarrow R_{h,inf} = \frac{6M_d}{5 \cdot l_{emb}} + \frac{V_d}{5}$$

En el caso de flexión pura ($e \rightarrow \infty$) y bajo los mismos supuestos respecto al rozamiento se obtiene la misma ecuación que el modelo de Leonhardt y Mönning para cálices de superficie rugosa.

$$e = \infty \rightarrow \beta_z = 1 \rightarrow R_{h,inf} = \frac{3M_d}{2 \cdot l_{emb}} + \frac{V_d}{4}$$

II.2.4 Modelo de Olin

Olin et al en 1985 [15] introducen un modelo de distribución de fuerzas en la longitud embebida del pilar que queda recogido en Canha [12]. El modelo de Olin tiene en cuenta el rozamiento en la interfaz cáliz-pilar en el muro transversal frontal y en la base de la columna, véase la Figura II-20. Este modelo, cuyo uso es sugerido por los autores en los casos en los que la excentricidad sea lo suficientemente grande como para producir una reacción positiva $F_{h,inf,d}$, es aplicable a las dos condiciones extremas de rugosidad superficial: cálices con superficie lisa, en la que los autores recomiendan el uso de un coeficiente de rozamiento $\mu=0.3$, y cálices con superficie rugosa en la que se sugiere el uso de $\mu=0.6$.

Los autores recomiendan el uso de una longitud embebida igual a 1.3 veces el canto del pilar, e indican que la armadura vertical del cáliz debe diseñarse suponiendo una transmisión total de esfuerzos entre el cáliz y el pilar, esto es, como si se tratara de una unión monolítica. Respecto a la posición de la resultante de presiones en la base del pilar se asume que un valor de $h/6$ puede ser usado en el caso de uniones rígidas.

Tomando momentos en el punto A, véase la Figura II-20, es posible obtener la fuerza horizontal superior en el muro transversal frontal:

$$F_{h,sup} = \frac{M_d - \frac{1}{6} \cdot h N_d + 0.9 l_{emb} V_d}{0.8 \cdot l_{emb} + \frac{1}{3} \mu h}$$

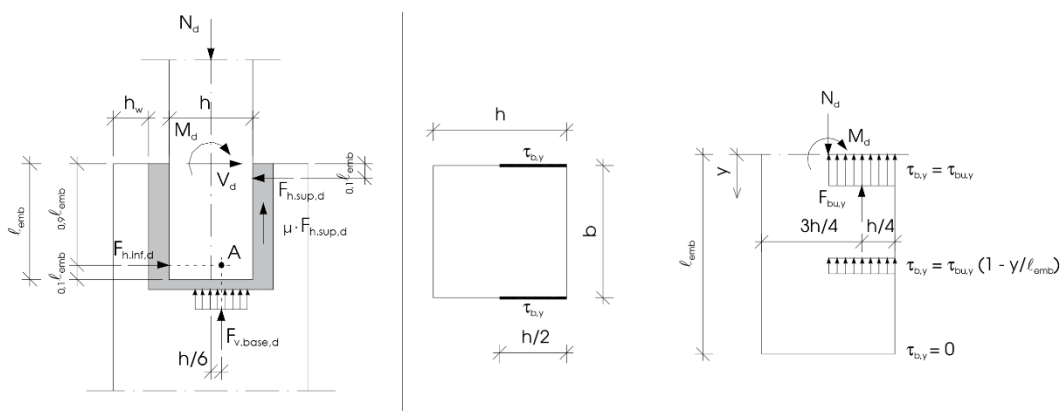


Figura II-20. Modelo Olin y tensiones de adherencia en caras laterales de pilar en cálices de superficie rugosa [12]

Según se recoge en Canha [12], cuando el cáliz presenta una superficie rugosa se asume que la adherencia superficial se preserva suficientemente, incluso aunque aparezcan pequeñas fisuras por retracción del hormigón. Por esta razón, los autores consideran la contribución de las tensiones de adherencia verticales movilizadas en estado límite último sobre la mitad del área de las caras laterales del pilar ($\tau_{bu,y}$)

$$F_{h,sup} = \frac{M_d - 0.17hN_d + 0.9l_{emb}V_d - 0.083hF_{bu,y}}{0.8 \cdot l_{emb} + 0.33\mu h}$$

Donde $F_{bu,y}$ es la resultante de las tensiones últimas de adherencia $\tau_{bu,y}$

$$F_{bu,y} = 0.5 \cdot \tau_{bu,y} \cdot l_{emb} \cdot h \quad \text{con} \quad \tau_{bu,y} = 0.3 \cdot f_{cta}$$

El cálculo de la armadura necesaria en la parte superior del cáliz de cada uno de los muros longitudinales vendría dada por:

$$A_{s,sup} = \frac{F_{h,sup,d}}{2 \cdot f_{yd}}$$

Para evitar la fisuración y asegurar las tensiones de adherencia de los cálices con superficie rugosa, es necesario emplear estribos horizontales a lo largo de la altura de las paredes del cáliz. El área mínima de estos estribos según Olin sería:

$$A_{s,min} = 0.17 \cdot h \cdot s \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$$

Siendo:

- h: canto de la sección transversal del pilar
- s: espaciamiento entre estribos
- f_{ctk} : resistencia característica del hormigón a tracción
- f_{yk} : límite elástico característico del acero

Otro armado a considerar, según la propuesta de Olin, es el necesario en la parte inferior de las paredes del cáliz, que dependerá de $F_{h,inf,d}$ y de la fuerza de rozamiento que actúa en la base del pilar. El área de ese armado vendría dada por:

$$A_{s,inf} = \frac{F_{h,inf,d} - \mu \cdot F_{v,base}}{2 \cdot f_{yd}}$$

II.2.5 Modelo de Elliot

II.2.5.1 Recomendaciones de proyecto

Según Elliot (1996) [8] el espacio existente entre el pilar y la cimentación debe ser de, al menos, 75 mm en la parte superior del cáliz y de 50 mm en la parte inferior, siendo recomendable dotar a las paredes del cáliz de una inclinación de unos 5° con respecto a la vertical para facilitar la puesta en obra del grout, véase Figura II-21 (a).

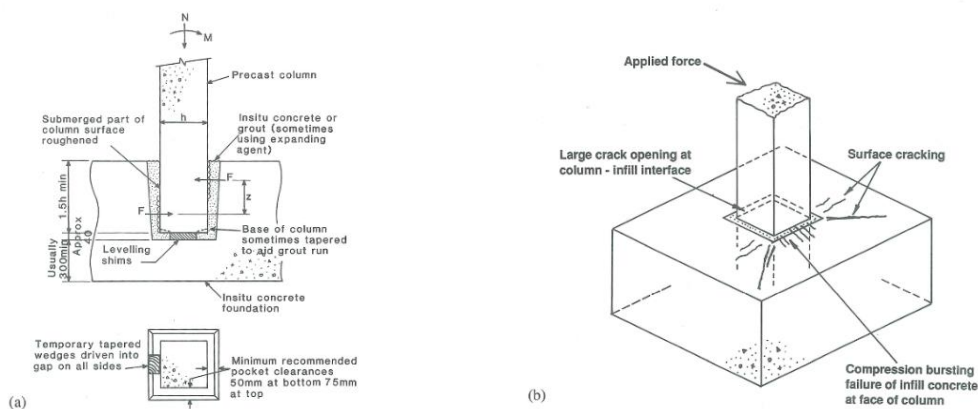


Figura II-21. Esquema de cáliz de cimentación (a) y modos de fallo (b) [8]

Los posibles modos de fallo presentados en Elliot [8], Figura II-21 (b), son el fallo por tracciones diagonales en las esquinas interiores del cáliz, siendo en este caso necesaria armadura alrededor de la mitad superior del cáliz según el autor, y el aplastamiento del hormigón de relleno. Para evitar este último modo de fallo, el autor indica que se debe dimensionar el hormigón o mortero de relleno para no alcanzar unas presiones

superiores $0.4 \cdot f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia a compresión de cálculo del hormigón de relleno, asumiendo que estas presiones transmitidas por el pilar al cáliz se distribuyen en un ancho igual al ancho de la columna.

Respecto a la transmisión de cargas verticales, Elliot [8] recomienda un coeficiente de rozamiento de valor igual a 0.7 para el caso de cálices de superficie lisa, indicando que es posible mejorar esta transmisión de carga mediante llaves de cortante, para las cuales recomienda una profundidad mínima de 40 mm. El empleo de las llaves de cortante confía el engranamiento mecánico de las superficies al desarrollo de una biela comprimida que cruza el plano de cortante, véase Figura II-22.

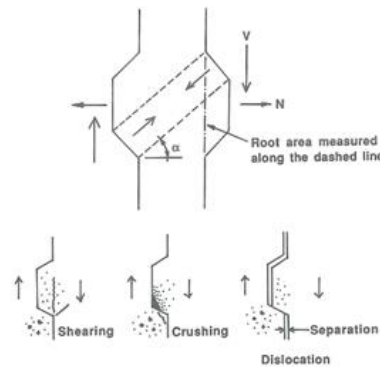


Figura II-22. Vista llaves de cortante [8]

La profundidad mínima embebida recomendada por Elliot [8] es de 1.5 veces el canto del pilar ($1.5 h$), desaconsejando el empleo de profundidades embebidas inferiores a h , dado que en el pilar debe poder desarrollarse una biela diagonal para resistir el esfuerzo cortante generado en la longitud embebida del pilar. En el caso de pilares con grandes secciones transversales, el autor indica que es frecuente el uso de llaves de cortante para reducir la penetración de la columna a un valor igual al canto de la pieza.

II.2.5.2 Modelos de comportamiento

Elliot [8] presenta dos métodos de cálculo: uno para un soporte solicitado a carga excéntrica sin considerar los efectos del esfuerzo cortante, recogido en la Figura II-23 (a), y otro donde sí considera la acción del esfuerzo cortante de la columna, véase la Figura II-23 (b).

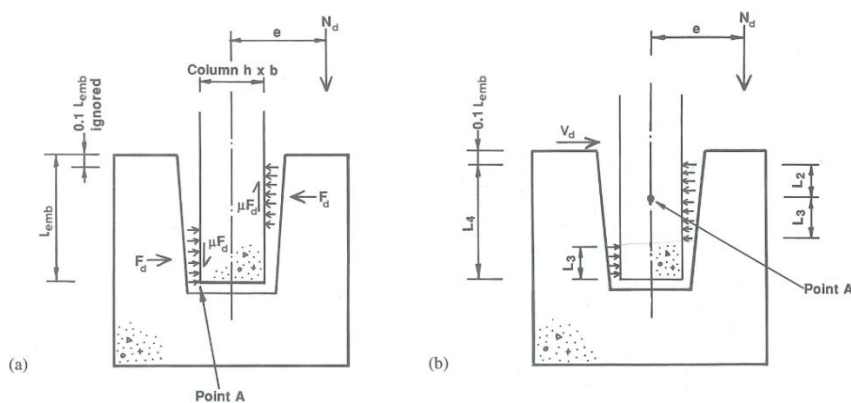


Figura II-23. Modelos de comportamiento presentados por Elliot [8]

II.2.5.2.1 Modelo de comportamiento sin considerar esfuerzo cortante en el pilar

En el primero de los modelos, Figura II-23 (a), el momento flector transmitido por el pilar genera un par de fuerzas de igual magnitud en ambas caras, debido a la inexistencia de cortante en el pilar y a la no consideración del rozamiento en la base del pilar. El brazo mecánico de este par de fuerzas, calculado despreciando una longitud del 10% de la longitud embebida dentro de la zona de recubrimiento,

habitualmente entre 50 y 60 mm, viene determinado por la siguiente expresión, donde r es el recubrimiento de la armadura del cáliz.

$$z = \text{máx} \left\{ \frac{0.9 \cdot l_{emb}}{2}; \frac{l_{emb} - r}{2} \right\}$$

El autor considera en [8] excesiva la propuesta de brazo mecánico $z=0.75 \cdot l_{emb}$ realizada por Bruggeling y Huyghe (1991) [7]

Tomando momentos en A, Figura II-22 (a), y despejando la fuerza horizontal F_d se obtiene:

$$F_d = \frac{N_d \cdot e}{\mu \cdot h + 0.45 \cdot l_{emb}} < 0.4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

Donde en la expresión anterior se han limitado las presiones en el hormigón a un valor de $0.4 f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia a compresión de cálculo del mortero de relleno, para evitar fallo por aplastamiento de éste.

II.2.5.2.2 Modelo considerando la existencia de cortante aplicado en el pilar

Este modelo, Figura II-23 (b), contempla que el cortante es equilibrado, en el muro frontal del cáliz, por presiones de valor $0.4 \cdot f_{cd}$ que se desarrollan en una longitud L_2 , contada a partir de $0.1 \cdot l_{emb}$.

$$L_2 = \frac{V_d}{0.4 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

La obtención de la longitud L_3 , en la que se desarrollan las presiones debidas al momento flector, puede obtenerse de la resolución de la ecuación de segundo grado que se obtiene al tomar momentos en el punto A, punto ubicado en la línea media del pilar a la altura del centro de gravedad de las presiones desarrolladas en L_2 , véase Figura II-23 (b).

$$\sum M_a = 0 \rightarrow \mu \cdot 0.4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot L_3 + 0.4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot L_3 \cdot (L_4 - L_2 - L_3) - N \cdot e - V_d \cdot (0.1 l_{emb} + 0.5 \cdot L_2) = 0$$

En la ecuación anterior se observa que el autor considera una tensión constante de valor $0.4 \cdot f_{cd}$ en las áreas representadas como L_3 , siendo en estas zonas en las únicas en las que Elliot [8] considera que se moviliza el rozamiento, no considerando el rozamiento en la superficie representada por L_2 .

En el caso de que el recubrimiento presente un valor inferior a 0.1 veces la longitud embebida, deberá sustituirse en la expresión anterior este último valor por el recubrimiento. Además, se indica que las zonas en las que se desarrollan las presiones de contacto en las caras opuestas pueden no solaparse, pudiéndose cumplir $L_2 + 2L_3 < 0.9 L_{emb}$.

La armadura alrededor de la columna debe ser calculada para resistir la mitad de la fuerza horizontal generada en la parte superior de la conexión, siendo necesario considerar la fuerza de tipo cuña que puede generar el axil transmitido por el pilar, si las caras del cáliz presentan una inclinación dada (α) con respecto a la vertical.

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{0.4 \cdot f_{cd} \cdot (L_2 + L_3) + N_d \cdot tg(\alpha)}{2}$$

II.2.6 Modelo de Osanai

Osanai et al (1996) [16] proponen una metodología para el cálculo de las fuerzas resultantes en la longitud embebida del pilar teniendo en cuenta el rozamiento entre el soporte prefabricado y las caras internas del cáliz. Esta metodología teórica fue validada a partir de la campaña experimental, llevada a cabo por los propios autores, que queda recogida en el apartado 0.

Según la propuesta recogida en [16], el modelo planteado puede ser dividido en dos modelos: Modelo 1 y Modelo 2, facilitando la resolución del problema, véase Figura II-24

Según Osanai [16], en aquellos cálces materializados en zapatas que disponen vigas centradoras en todas las caras, la fuerza $F_{h,sup}$ generada por el momento de vuelco es transmitida a la zona comprimida de las vigas centradoras. En este caso, la rigidez de la conexión mediante cáliz está influenciada en gran medida por la resistencia del hormigón, mejorándose el comportamiento estructural si se emplea hormigón de alta resistencia.

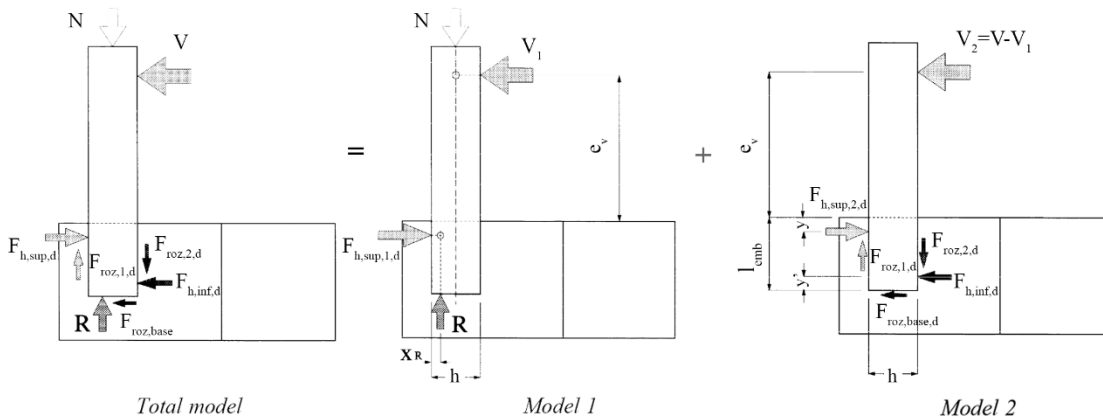


Figura II-24. Modelo de comportamiento de Osanai y descomposición para su resolución [16]

Sin embargo, en aquellas zapatas de pilares perimetrales o zapatas aisladas en las que no se dispone centradora en la dirección y sentido de $F_{h,sup}$ se produce una tracción en los muros del cáliz que debe ser resistida por la armadura dispuesta en la cimentación. En este caso, el comportamiento estructural de la conexión está influenciada por la disposición de armado y por su cuantía. Para la obtención de estas fuerzas que se producen en la longitud embudada del pilar, Osanai [16] presenta un modelo de cálculo cuyas expresiones están formuladas bajo los siguientes supuestos:

- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón de la cimentación.
- Se asume que las fuerzas de tracción que aparecen en la cimentación son resistidas exclusivamente por el armado de la cimentación dispuesto para tal fin, ignorando la contribución de la armadura auxiliar.
- Se consideran las fuerzas de rozamiento generadas entre las caras de la columna prefabricada y las caras internas del cáliz.
- La reacción vertical bajo el pilar es igual al axil al que está sometido la columna
- El modelo total puede ser dividido en modelo 1 y modelo 2

II.2.6.1 Resolución del modelo 1

Para la formulación del equilibrio se realiza, en primer lugar, un cálculo seccional del pilar en su sección crítica (sección correspondiente a la parte superior del cáliz), determinando la posición de la resultante de compresiones (x_R). Asumiendo que la reacción en la base de la columna se ubica en la posición determinada por x_R , es posible resolver el modelo 1, obteniéndose la siguiente expresión a partir del equilibrio de momentos planteado en el punto de corte de las líneas de acción de R y $F_{h,sup,1}$

$$F_{h,sup,1,d} = \frac{N_d \cdot (h/2 - x_R)}{e_v + y'} \cong \frac{N_d \cdot (h/2 - x_R)}{e_v}$$

Donde:

- $F_{h,sup,1,d} = V_{1,d}$
- $N_d = R_d$
- Se ha despreciado y' respecto a e_v .

II.2.6.2 Resolución del modelo 2

Para la resolución del modelo 2 se asume que la resultante de presiones en la parte inferior de la zona embebida $R_{h,inf}$ se encuentra aplicada a una distancia y'' dada por la siguiente expresión:

$$R_{h,inf,d} = F_{h,inf,d} + F_{roz,base,d} ; y'' = \frac{y'}{2} = \frac{l_{emb} - 2 \cdot y}{6}$$

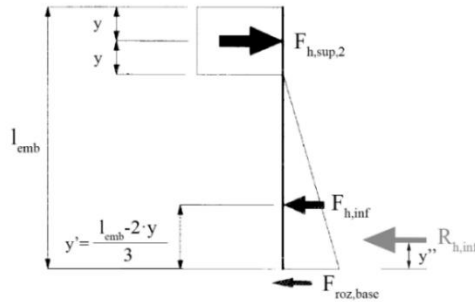


Figura II-25. Distribución de tensiones en la longitud embebida

De las condiciones de equilibrio del modelo 2 se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow F_{roz,1,d} = F_{roz,2,d}$$

$$\sum F_h = 0 \rightarrow F_{h,sup,2,d} = V_{2,d} + R_{h,inf,d}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow V_{2,d} \cdot (1 + l_{emb}) + R_{h,inf,d} \cdot y'' - F_{h,sup,2,d} \cdot (l_{emb} - y') - F_{roz,1,d} \cdot h = 0$$

Siendo:

- $F_{roz,1,d} = \mu \cdot F_{h,sup,2,d}$
- $F_{roz,2,d} = \mu \cdot F_{h,inf,d}$

Obteniéndose la siguiente expresión

$$F_{h,sup,2} = \frac{\left(\frac{5}{6} \cdot l_{emb} + \frac{y}{3} + e_v\right) \cdot V_{2,d}}{\frac{5}{6} \cdot l_{emb} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h}$$

II.2.6.3 Resolución del modelo completo

A partir de la resolución de los modelos parciales, la fuerza $F_{h,sup}$ puede ser obtenida como suma de la obtenida por ambos modelos:

$$F_{h,sup,d} = F_{h,sup,1,d} + F_{h,sup,2,d}$$

Obteniéndose:

$$F_{h,sup,d} = \frac{\frac{e_c}{e_v} (\mu \cdot h - y - e_v) \cdot N_d + \left(\frac{5}{6} \cdot l_{emb} + \frac{y}{3} + e_v\right) \cdot V_d}{\frac{5}{6} \cdot l_{emb} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h}$$

Siendo:

$$e_c = \frac{h}{2} - x_R$$

Para los casos habituales, en los que el pilar está sometido a esfuerzo axial, momento flector y cortante no es posible aplicar la formulación presentada por Osanai [16], ya que está planteada para un pilar sometido a una carga centrada y a un momento causado por una fuerza horizontal aplicada en la parte superior de la columna. Por ello, Canha [12] manteniendo las principales hipótesis de Osanai reformula el modelo de Osanai [16] obteniendo la siguiente expresión para la obtención de $F_{h,sup,d}$:

$$F_{h,sup,d} = \frac{M_d - \left[e_c - \frac{\mu^2(0.5h + e_c)}{1 + \mu^2} \right] \cdot N_d + \left[\frac{5}{6} \cdot l_{emb} + \frac{y}{3} + \frac{\mu(0.5h + e_c)}{1 + \mu^2} \right] \cdot V_d}{\frac{5}{6} \cdot l_{emb} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h}$$

Los coeficientes de rozamiento recomendados por Osanai [16], de acuerdo a los resultados obtenidos de la campaña experimental llevada a cabo, vienen recogidos en la Tabla II-2:

Coeficiente de rozamiento	Longitud embebida	Llaves de cortante
1.0	$\geq 1.5 h$	sin llaves
1.0	$\geq 1.25 h$	con llaves
0.5	$\geq 1.0 h$	con llaves

Tabla II-2. Coeficientes de rozamientos recomendados por Osanai [16]

II.2.7 Modelo de Canha

A partir de los resultados obtenidos de la campaña experimental llevada a cabo por Canha [17] y Jaguaribe Jr [18], que queda recogida en el apartado II.3.3, Canha propone dos modelos de comportamiento para cálices de cimentación: un modelo para la determinación de los esfuerzos que genera el pilar sobre las paredes del cáliz en la longitud embebida y un modelo de comportamiento de las paredes transversales de los cálices. La Figura II-26 muestra la nomenclatura seguida en la identificación de los muros que configuran el cáliz en relación al sentido del momento flector aplicado.

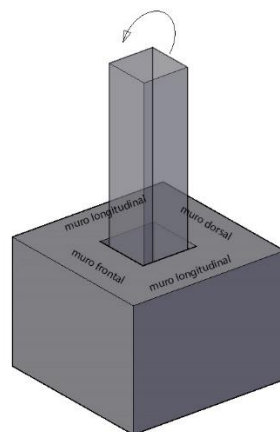


Figura II-26. Nomenclatura empleada para designar a los muros del cáliz

II.2.7.1 Modelo de comportamiento en la longitud embebida

El modelo planteado por Canha en [12] (2006) y [19] (2007), es el modelo de comportamiento más reciente que se ha encontrado en la bibliografía técnica para el cálculo de los esfuerzos que son inducidos sobre las paredes del cáliz por la acción del pilar. Canha plantea un modelo para cálices con superficie lisa, véase Figura II-27, donde se considera el rozamiento movilizados en los muros transversales del cáliz y en la base del pilar, así como la excentricidad que presenta la resultante de presiones en la base del pilar.

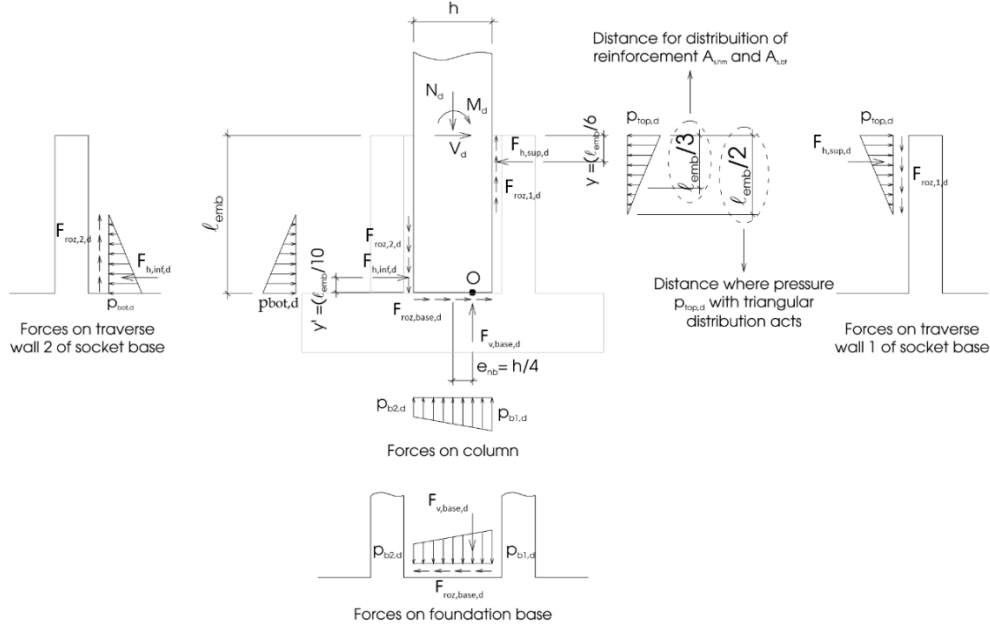


Figura II-27. Modelo de comportamiento propuesto con Canha [12]

Este modelo teórico de comportamiento se puede resolver a partir del siguiente sistema de ecuaciones, donde las expresiones (1 a 3) reflejan la relación entre las fuerzas de rozamiento y los esfuerzos que las provocan y las expresiones (4 a 6) representan las ecuaciones de equilibrio del modelo:

$$F_{roz,1,d} = \mu \cdot F_{h,sup,d} \quad (1)$$

$$F_{roz,2,d} = \mu \cdot F_{h,inf,d} \quad (2)$$

$$F_{roz,base,d} = \mu \cdot F_{v,base,d} \quad (3)$$

$$N_d - F_{v,base,d} - F_{roz,1,d} + F_{roz,2,d} = 0 \quad (4)$$

$$V_d - F_{roz,base,d} - F_{h,sup,d} + F_{h,inf,d} = 0 \quad (5)$$

$$M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot l_{emb} - F_{h,sup,d} \cdot (l_{emb} - y) + F_{h,inf,d} \cdot y' - F_{roz,1,d} \cdot (0.5h - e_{nb}) - F_{roz,2,d} \cdot (0.5h + e_{nb}) = 0 \quad (6)$$

De la resolución del sistema de ecuaciones anterior se obtiene:

$$F_{roz,base,d} = \frac{\mu \cdot N_d - \mu^2 \cdot V_d}{1 + \mu^2} \quad (7)$$

$$F_{h,inf,d} = F_{h,sup,d} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1 + \mu^2} \quad (8)$$

$$F_{h,sup,d} = \frac{M_d - N_d \left(e_{nb} + \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 \cdot (0.5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right) + V_d \cdot \left(l_{emb} - \frac{y' - \mu(0.5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{l_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (9)$$

De esta forma, conocidos los esfuerzos actuantes en la sección crítica del pilar N_d , V_d y M_d y la posición de la resultante de presiones en la base del pilar y del par de fuerzas horizontales interior es posible

determinar las fuerzas que aparecen en la longitud embebida del pilar. Respecto a estos últimos parámetros, Canha [12] recomienda los siguientes valores para los casos en los que la longitud embebida no sea inferior a $2h$:

$$e_{nb} = \frac{h}{4} \qquad y = \frac{l_{emb}}{6} \qquad y' = \frac{l_{emb}}{10}$$

Según la autora, el modelo planteado debería ser usado para casos en los que predomina la acción del momento flector respecto al esfuerzo axial, generándose un esquema de fuerzas en el que:

- La fuerza de rozamiento en la base del pilar $F_{roz,base,d}$ presenta la misma dirección que la fuerza inferior del par provocado por el momento flector en la longitud embebida del pilar $F_{h,inf,d}$.
- La fuerza de rozamiento vertical en el muro transversal dorsal del cáliz, $F_{roz,2,d}$, tiene un sentido ascendente sobre el cáliz y descendente sobre el pilar

Para los cálices de superficie rugosa con llaves de cortante, Canha [12] recomienda el diseño de la armadura vertical de acuerdo a la teoría de flexión, siempre que la longitud embebida del pilar no sea inferior a $1.6h$, dado que los dos cálices ensayados con llaves de cortante por la autora, que se diseñaron con la longitud embebida indicada, presentaron un comportamiento muy próximo al de una estructura monolítica, pudiendo asumirse una total transferencia de los esfuerzos normales entre el pilar y el cáliz.

II.2.7.2 Modelo de comportamiento de los muros transversales

Canha (2009) [20] propone un modelo de comportamiento de los muros transversales de los cálices de cimentación. Según Canha [20], las presiones ejercidas por el pilar sobre la parte superior de las paredes transversales del cáliz que se ven sometidas a grandes presiones pueden descomponerse en dos componentes: una fuerza $F_{hsup,t}$ que representa la resultante de presiones que es transmitida a los muros longitudinales mediante la descarga directa de bielas inclinadas dirigidas hacia las esquinas del cáliz, y una fuerza $F_{hsup,fl}$ que refleja la resultante de presiones que genera una flexión en la parte superior de los muros transversales.

La Figura II-28 muestra los dos mecanismos de transmisión considerados por Canha, donde se emplea un modelo de viga biapoyada debido a que, según los autores, el patrón de fisuración obtenido en las esquinas de la cara superior de las paredes transversales de los cálices, Figura II-51, así lo aconseja. De esta forma, la transmisión directa de carga a las esquinas es representada por un modelo de viga biapoyada en el que la carga es aplicada directamente con un ángulo θ sobre los apoyos, mientras que el mecanismo de transmisión por flexión es representado por una viga biapoyada sometida a una fuerza distribuida de forma parabólica de grado n .

Tal y como queda recogido en Canha [20], las deformaciones registradas por las galgas extensométricas y el patrón de fisuración obtenido en la campaña experimental llevada a cabo por Canha mostraron que la concentración de presiones en la parte superior de los muros transversales fue patente en el muro transversal frontal, muro 1, para el caso de cálices de superficie lisa y en los muros transversales frontal y dorsal, muro 1 y muro 2 respectivamente, en el caso de cálices de superficie rugosa.

A partir de un ajuste del modelo teórico, de forma que las desviaciones relativas entre los resultados teóricos dados por ambos modelos de comportamiento, transmisión directa y flexión, fueran las mismas que las obtenidas de las resultantes de fuerzas determinadas a partir de las deformaciones registradas en las ramas externas e internas, Canha propone para su modelo una proporción para $F_{hsup,t}$ y $F_{hsup,fl}$ del 15 y 85% respectivamente respecto a F_{hsup} , tanto para cálices de superficie lisa como para cálices de superficie

rugosa.

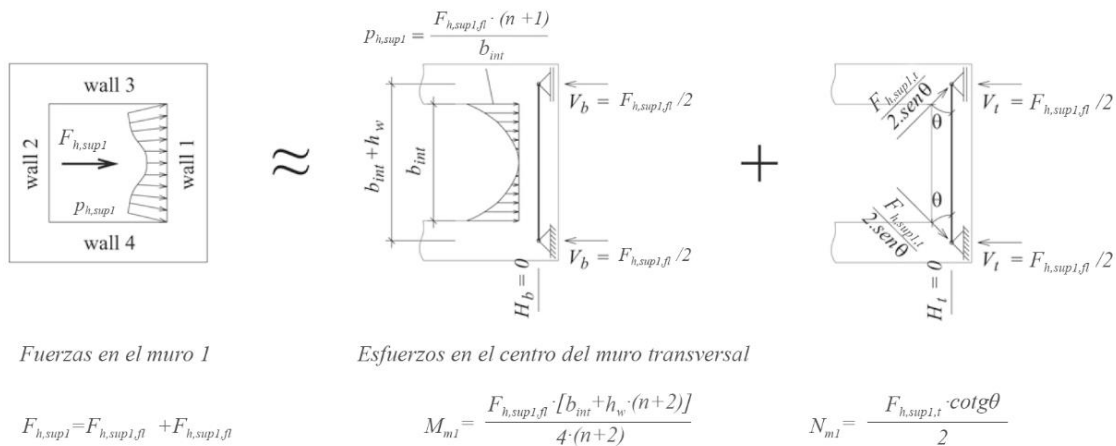


Figura II-28. Modelo de comportamiento de muro transversal propuesto por Canha [20]

Pese a que los resultados expuestos por Canha [20] del ajuste del modelo teórico con respecto a los valores obtenidos experimentales son mejores si se considera $F_{h,sup,fl}$ distribuida de forma parabólica ($n=2$), las pequeñas diferencias que se obtienen en el ajuste si se considera una carga uniformemente distribuida ($n=0$) hace que los autores indiquen que es suficiente asumir esta última distribución para los casos prácticos. Respecto al ángulo θ empleado en el modelo de descarga directa, los autores emplean $\theta = 45^\circ$ que representa un valor medio del ángulo que presentó la fisuración en los especímenes ensayados.

II.2.7.2.1 Muro transversal frontal en cálices de superficie lisa

El modelo propuesto por Canha [20] para el muro transversal frontal de cálices de superficie lisa queda recogido en la Figura II-29, donde $F_{h,sup1}$ viene dada por la ecuación propuesta por la propia autora en el modelo presentado para la determinación de esfuerzos en la longitud embebida del pilar, expresión (9) del apartado II.2.7.1.

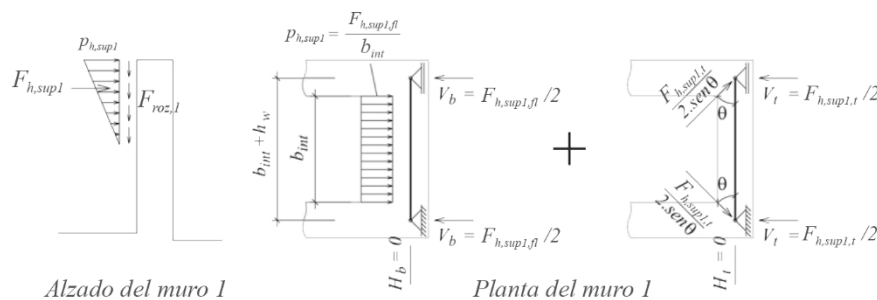


Figura II-29. Modelo propuesto por Canha para el muro 1 en cálices de superficie lisa [20]

Según Canha, el armado que se debe disponer para resistir $F_{h,sup1}$, cuya área viene determinada por la mayor de las cuantías obtenidas para el muro longitudinal y el muro transversal, debe ser distribuido en la parte superior del cáliz en una altura igual a 1/3 de la longitud embebida, disponiéndose en los 2/3 restantes de la longitud embebida un armado de menor cuantía según los mínimos establecidos en las instrucciones de hormigón estructural.

II.2.7.2.2 Muros transversales en cálices de superficie rugosa

Los mecanismos de transferencia de acciones entre el pilar y los muros del cáliz, para el caso de cálices de superficie rugosa, quedan recogidos en la Figura II-30. Según Canha [20], el armado de las paredes de este tipo de cálices debe disponerse concentrado en la parte superior en una altura igual a $l_{emb}/3$, debiendo ser capaz la armadura dispuesta de resistir los esfuerzos de tracción provocados por las presiones que se desarrollan en esta zona ($l_{emb}/3$), cuyo cálculo queda recogido en los apartados siguientes. El resto del

alzado de los muros debe armarse de acuerdo a las cuantías mínimas establecidas en la normativa de hormigón estructural.

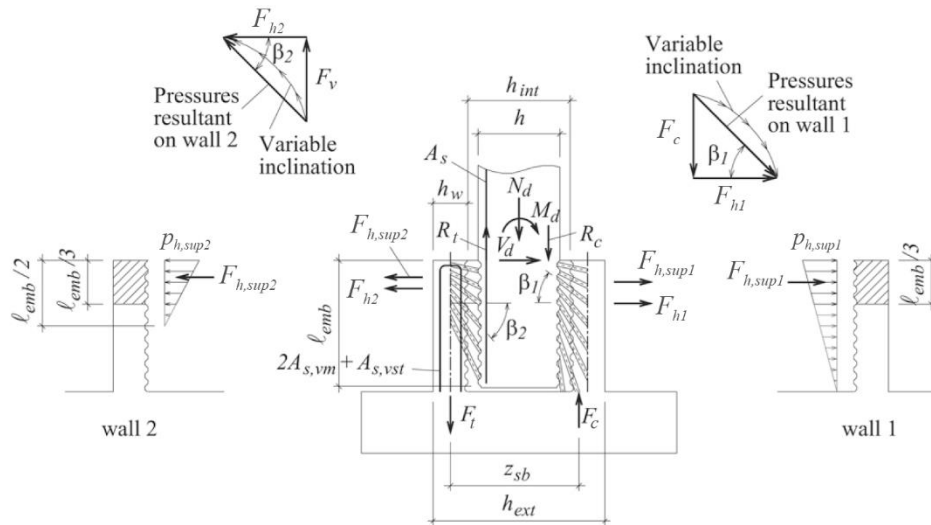


Figura II-30. Modelo de transferencia de fuerzas resultantes entre columna y cáliz de superficie rugosa [20]

II.2.7.2.2.1 Comportamiento del muro frontal

El origen de las presiones que aparecen en la parte superior del muro transversal frontal en los cálices de superficie rugosa queda reflejado en la Figura II-30. En este muro, que se corresponde con la cara comprimida del pilar, la aparición de fuertes presiones en la zona superior es provocada por las bielas comprimidas que transmiten las compresiones del pilar, cuya resultante queda reflejada por R_c , al muro transversal frontal (F_c). La concentración de cargas en la parte superior del muro 1, $F_{h,sup1}$, es debida a que la inclinación de las bielas en esta zona es próxima a la horizontal, a diferencia de lo que ocurre en la zona inferior de este muro donde las bielas son prácticamente verticales.

El modelo de comportamiento planteado por Canha [20] para la transmisión de las fuerzas que aparecen en la parte superior de este muro es análogo al planteado para el caso de cálices de superficie lisa y queda reflejado en la Figura II-31. En este caso, la resultante de presiones que actúa sobre la parte superior del muro 1 ($F_{h,sup1}$) que debe transmitirse por los mecanismos de flexión de muro ($F_{h,sup1,f}$) y por descarga directa ($F_{h,sup1,t}$), es calculada a partir de la distribución de presiones triangular que actúa a lo largo de toda la altura del muro, tal y como se muestra en la Figura II-30.

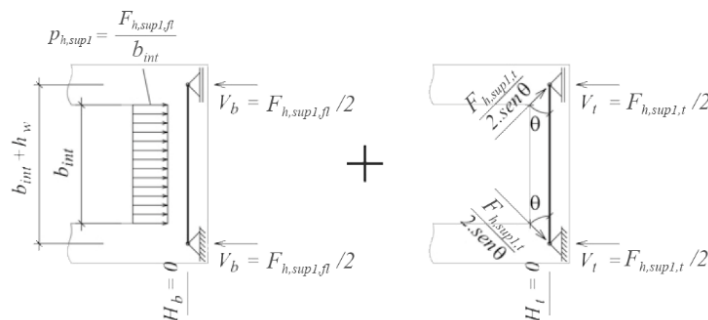


Figura II-31. Modelo de comportamiento del muro transversal frontal en cálices de superficie rugosa [20]

El valor de la fuerza horizontal total transmitida por el pilar al muro transversal frontal (F_{h1}) puede ser calculada a partir de la siguiente expresión:

$$F_{h1} = \frac{F_c}{\text{tg } \beta_1}$$

Siendo:

- $\beta_1=45^\circ$, ángulo de inclinación media de las bielas en la cara comprimida adoptado por Canha
- F_c la resultante de compresiones en la pared del cáliz, que puede obtenerse mediante:

$$F_c = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} + N_d \cdot (0.5h_{ext} - 0.5 \cdot h_w)}{z_{sb}}$$

con $z_{sb} \approx 0.9 \cdot d_{sb}$ y $d_{sb} \approx 0.9 \cdot h_{ext}$ para grandes excentricidades

La magnitud de la fuerza actuante en el tercio superior del muro ($F_{h,sup1}$) puede ser calculada a partir de la fuerza total transmitida al muro (F_{h1}), dado que se ha supuesto una distribución triangular de presiones. De esta forma $F_{h,sup1} \approx 0.6 \cdot F_{h1}$.

II.2.7.2.2.2 Comportamiento del muro dorsal

En el muro dorsal, muro 2, las tracciones (R_t) a las que se ve sometida la armadura del pilar en esa cara debido a los esfuerzos de flexión a los que se ve sometido el pilar, son transmitidos a la armadura vertical del cáliz mediante bielas comprimidas. Estas bielas son las responsables de las presiones horizontales que aparecen en la parte superior de este muro. Dado que el comportamiento observado en la campaña experimental de este muro fue similar al observado en el muro 1 de los cálices de superficie lisa, Canha considera una distribución de presiones a lo largo de altura de este muro idéntica a la considerada en el muro 1 de los cálices de superficie lisa, es decir, una distribución triangular de presiones que se desarrolla en la mitad superior de la longitud embebida del pilar.

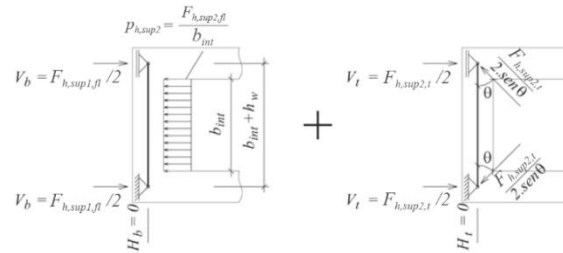


Figura II-32. Modelo de comportamiento del muro transversal dorsal en cálices de superficie rugosa [20]

El valor de la fuerza horizontal total transmitida por el pilar al muro transversal dorsal (F_{h2}) puede ser calculada a partir de la siguiente expresión:

$$F_{h2} = \frac{F_t}{\text{tg } \beta_2}$$

Siendo:

- $\beta_2=45^\circ$, ángulo de inclinación media de las bielas en la cara comprimida adoptado por Canha
- F_t la resultante de tracciones en la pared del cáliz, que puede obtenerse mediante:

$$F_t = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} - N_d \cdot (z_{sb} + 0.5h_{ext} - 0.5 \cdot h_w)}{z_{sb}}$$

Según los autores, la magnitud de la fuerza que actúa en el tercio superior de la longitud embebida ($F_{h,sup2}$) puede asumirse igual a la fuerza total desarrollada en el muro 2 (F_{h2}).

II.2.8 Modelo propuesto en las instrucciones EHE-08 y EC-2

Según la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) [1] y el Eurocódigo 2 (EC-2) [2], a nivel de comportamiento estructural es posible diferenciar los mecanismos de transferencia de esfuerzos entre el pilar y el cáliz que presentan los cálices de superficie lisa, de aquellos que presentan llaves o superficies dentadas. A continuación, se detallan las indicaciones que quedan recogidas para cada uno de estos casos por ambas normativas

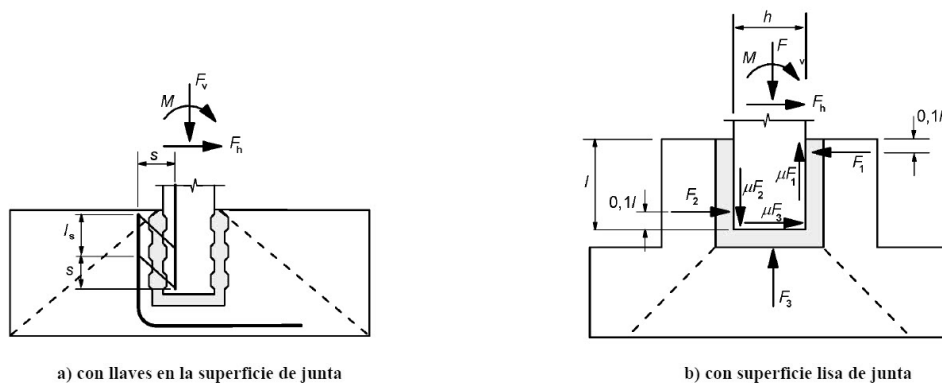


Figura II-33. Modelo de comportamiento propuesto en EHE-08 [1] y EC-2 [2]

II.2.8.1 Cálices con llaves en su superficie

Las instrucciones de hormigón estructural EHE-08 [1] y EC-2 [2] consideran que los cálices dentados actúan monóticamente con el pilar. De esta forma, es importante cuidar la disposición de la armadura en el pilar y en la cimentación, ya que debe permitir la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos de forma segura. Para ello se indica que la colocación de la armadura en ambos elementos debe hacerse de forma similar. Teniendo en cuenta que la distancia entre la armadura de ambos elementos suele ser superior a $4\varnothing$ y a 50 mm, siendo \varnothing el diámetro de la mayor armadura a solapar, es necesario aumentar la longitud de solapo en una distancia igual a la distancia libre entre las armaduras del pilar y las dispuestas en el cáliz, tal y como queda reflejado en la Figura II-33 (a). De esta forma, la longitud embebida del pilar queda condicionada a la necesidad de una distancia de solapo suficiente. Adicionalmente se indica que se debería disponer armadura horizontal a lo largo de la longitud de solape.

En caso de que se compruebe la transferencia de tensiones tangenciales entre el pilar y la cimentación, el cálculo de la armadura de punzonamiento se debe realizar de igual manera que si la conexión entre el pilar y la cimentación fuese monolítica, véase la línea discontinua en la Figura II-33 (a). En caso de que no se pudiese garantizar esta transferencia de tensiones tangenciales, la comprobación de punzonamiento se debe realizar de acuerdo a lo indicado para el caso de cálices con superficies lisas.

II.2.8.2 Cálices con superficies lisas

En el caso de cálices con superficies lisas, las instrucciones EHE-08 [1] y EC-2 [2] indican que se puede suponer que las fuerzas y los momentos se transmiten del pilar a la cimentación mediante el sistema de fuerzas de compresión F_1 , F_2 y F_3 a través del relleno de hormigón y las correspondientes fuerzas de rozamiento, tal y como se indica en la Figura II-33 (b). Para que este esquema pueda asumirse, las citadas instrucciones indican que la longitud embebida del pilar en el cáliz debe ser de, al menos, 1.2 veces el canto del pilar, aconsejándose no tomar un coeficiente de rozamiento mayor que $\mu=0.3$.

Adicionalmente se indica que hay que prestar especial atención a:

- disposición de la armadura para resistir F_1 en la parte superior de las paredes del cáliz
- la transferencia de F_1 a través de las paredes hasta la zapata
- el anclaje de la armadura principal del pilar y de los cálices
- la resistencia a esfuerzo cortante del pilar dentro del cáliz
- la resistencia a punzonamiento de la zapata bajo la fuerza transmitida por el pilar, pudiéndose tener en cuenta el hormigón estructural colocado in situ bajo el pilar.

Sin embargo, no se especifica ningún tipo de preinscripción ni recomendación para tener en cuenta estos aspectos.

II.2.9 Comparativa de los distintos modelos

Canha [12] realiza la comparación de los modelos de comportamiento de las conexiones cáliz-pilar en su longitud embebida propuestos por los siguientes autores: Leonhardt y Mönning [11], Willert y Kesser [14], Olin [15], Elliot [8], Osanai [16] y Canha [12].

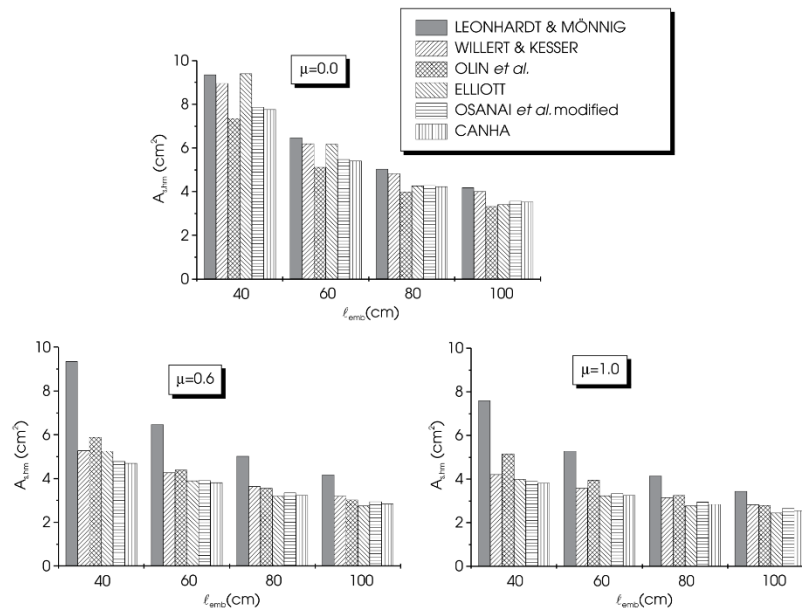


Figura II-34. Área de armadura horizontal principal según los modelos de diseño [12]

De acuerdo a los resultados expuestos en [12], planteados para un pilar embebido en el cáliz de 40 cm de canto, el modelo de Leonhardt y Mönning [11] es el más conservador tanto para el caso de superficie lisa como para superficie rugosa debido a que es el único que no considera el rozamiento movilizado entre las paredes del cáliz y del pilar. La Figura II-34, que muestra la cuantía de armado necesaria para resistir la fuerza horizontal superior del par de fuerzas interno desarrollado en la longitud embebida, muestra claramente este hecho. A modo de ejemplo, para una longitud embebida de 80 cm (2h), y considerando un coeficiente de rozamiento igual a 0.6, la disminución de armadura del resto de modelos frente al modelo de Leonhardt y Mönning [11] se sitúa entre un 28 y un 37 %.

Gráficas análogas a las incluidas en la Figura II-34 pueden consultarse la Figura II-35 donde se muestra la cuantía de armadura vertical necesaria para el problema planteado mostrándose, como parece lógico, que a diferencia de lo que ocurre con la armadura horizontal, la armadura vertical aumenta a medida que se incrementa la longitud embebida del pilar, dado que aumentan los esfuerzos de flexión sobre las paredes del cáliz.

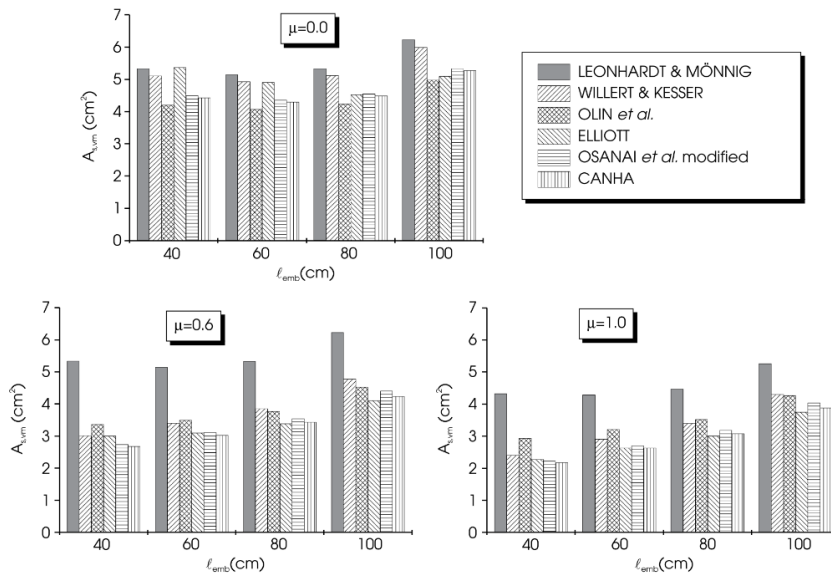


Figura II-35. Área de armadura vertical según los modelos de diseño [12]

La armadura vertical obtenida para el caso de estudio presenta valores muy próximos entre los distintos modelos para longitudes embebidas de 60 cm (1.5h), 80 cm (2h) y 100 cm (2.5h), y coeficientes de rozamiento de $\mu=0.6$ y $\mu=1$, véase la Figura II-35. Según los resultados, una longitud embebida de 100 cm (2.5h) resulta antieconómica ya que la suma de la cuantía de armadura horizontal y vertical es ligeramente superior (<10%) a la obtenida para una longitud embebida de 80 cm (2h) con un mayor consumo de hormigón.

Gráficas como las presentadas en la Figura II-34 y en la Figura II-35 muestran la importancia de considerar el rozamiento entre las paredes del cáliz y del pilar a la hora de determinar las fuerzas que solicitan la conexión pilar-cáliz. En estas gráficas, los resultados representados para el modelo de Leonhardt y Mönning [11], se han obtenido considerando la hipótesis de superficie lisa cuando los coeficientes de rozamiento considerados en el resto de modelos es de $\mu=0$ y $\mu=0.6$ y el modelo de comportamiento de pared rugosa cuando se considera $\mu=1$.

II.2.10 Tablas resumen

En las siguientes tablas se resumen los modelos propuestos y las recomendaciones de armado dadas por los distintos autores.

Modelo	Superficie cáliz	L_{emb} recomendada	excentricidad de carga aplicada en pilar M/N	brazo mecánico par de fuerzas horizontal	posición F_{hsup} desde arriba	posición F_{hinf} desde base pilar	Coefficiente rozamiento	excentricidad reacción bajo pilar
Leonhardt y Mönning (1977)	rugosa	$\geq 1.2h$ $\geq 2h$	$\leq 0.15 \cdot h$ $= 2 \cdot h$	$5/6 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	l_{emb}	$\mu=0$	$e=0$
	lisa	$\geq 1.68h$ $\geq 2.8h$	$\leq 0.15 \cdot h$ $= 2 \cdot h$	$2/3 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$\mu=0$	$e=0$
Empresa Caprese (1981)	lisa	$\geq 3/4 \cdot (h+b)/2$ $\geq 1 \cdot (h+b)/2$ $\geq 1.3 \cdot (h+b)/2$	$=0$ $\leq 0.5 \cdot h/2$ $> h/2$	$2/3 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$\mu=0$	$e=0$
Willert y Kesser (1983)	lisa / rugosa	$1.5h \leq l_{emb} \leq 3h$	-- ¹	$2/3 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$\mu=0.66$	$e=0$
	rugosa	$1.5h \leq l_{emb} \leq 3h$	-- ¹				determinar	$e=0$
Olin (1985)	lisa	1.3 h	-- ¹	$0.8 \cdot l_{emb}$	$1/10 \cdot l_{emb}$	$1/10 \cdot l_{emb}$	$\mu=0.3^2$	$e= h/6$
	rugosa	1.3 h	-- ¹				$\mu=0.6^2$	
Elliot (1996)	lisa / rugosa	$\geq 1.5 h$	-- ¹	$0.45 \cdot l_{emb}^3$	$0.23 \cdot l_{emb}^3$	$0.33 \cdot l_{emb}^3$	$\mu=0.7$	$e=0$
Osanai (1996)	lisa	$\geq 1.5 h$	-- ¹	-	-	-	$\mu=1$	$e=x_R^4$
	rugosa	$\geq 1.0 h$	-- ¹	-	-	-	$\mu=1$ $l_{emb} > 1.5h$ $\mu=0.5$ $l_{emb} > 1h$	$e=x_R^4$
Canha (2006)	lisa	$\geq 2h$	-- ¹	$0.73 \cdot l_{emb}$	$1/6 \cdot l_{emb}$	$1/10 \cdot l_{emb}$	según encofrado	$e= h/4$
	rugosa	$\geq 1.6h$	-- ¹	comportamiento como estructura monolítica				
EHE-08 y EC-2	lisa	$\geq 1.2h$	-- ¹	$0.8 \cdot l_{emb}$	$1/10 \cdot l_{emb}$	$1/10 \cdot l_{emb}$	$\mu \geq 0.3$	$e=0$
	rugosa		-- ¹	comportamiento como estructura monolítica				

Tabla II-3. Resumen de los modelos de comportamiento propuestos para la determinación de acciones en la longitud embebida del pilar

¹ Pese a que la mayoría de los autores no indican el rango de excentricidades de carga para la que son aplicables sus modelos, los modelos consideran implícitamente una gran excentricidad de la carga actuante, donde predomina el momento flector respecto al esfuerzo axial, de forma que pueda materializarse el esquema de fuerzas propuesto en cada caso.

² No considera el rozamiento en el muro dorsal producido por F_{hinf}

³ Valor para el modelo que no considera la acción del cortante, si se considera el cortante hay que calcularlo de acuerdo a las expresiones indicadas en II.2.5.2.2.

⁴ Excentricidad de la reacción de la base igual a la posición del paso de la resultante de compresiones según un análisis seccional del pilar en la sección crítica

Autor	superficie de cáliz	Recomendaciones de diseño de cálices de hormigón armado	
Leonhardt y Mönning (1977)	lisa / rugosa	<u>Armadura horizontal:</u>	- Armadura principal: cercos concentrados en zona superior para resistir F_{hsup} ⁵ - Armadura secundaria: cercos espaciados cada 15/30 cm en el resto del alzado ⁶
		<u>Armadura vertical:</u>	- Cuantía determinada según el modelo ménsula empotrada en cimentación ⁷
	lisa	<u>Armadura horizontal:</u>	- Cercos concentrados en zona inferior para resistir F_{hinf} , si la armadura secundaria no presenta cuantía suficiente.
	rugosa	<u>Llaves de cortante:</u>	profundidad ≥ 10 mm
Empresa Caprese (1981)	lisa	<u>Recomendaciones geométricas:</u>	- Véase los valores indicados en la Tabla II-1 del apartado II.2.2.
Olin (1985)	lisa / rugosa	<u>Armadura vertical:</u> <u>Armadura horizontal:</u>	- Cuantía determinada mediante teoría de flexión (unión monolítica) - Armadura principal: concentrada en la parte superior del cáliz y en la parte inferior - Armadura secundaria: dispuesta a lo largo de la altura del cáliz
Elliot (1996)	lisa / rugosa	<u>Armadura horizontal principal :</u> <u>Hormigón de relleno:</u> <u>Espaciamiento pilar – cáliz:</u>	- distribuida en la mitad superior del cáliz ($l_{emb}/2$) - presiones de cálculo no superiores a 0.4 fcd. ≥ 75 mm en la parte superior y ≥ 50 mm en la base para correcto hormigonado
	rugosa	<u>Llaves de cortante:</u>	≥ 40 mm
Canha (2006)	lisa / rugosa	<u>Armadura horizontal:</u>	- Armadura principal: cercos concentrados en zona superior ($l_{emb}/3$) para resistir F_{hsup} - Armadura secundaria: armadura de mínimos en el resto del alzado ($2/3 \cdot l_{emb}$)
	lisa	<u>Armadura vertical:</u>	- Armadura principal: dispuesta es esquinas según el modelo de ménsula empotrada de Leonhardt - Armadura secundaria: en zona central de muros (40% de la armadura principal)
	rugosa	<u>Armadura vertical:</u>	- Cuantía determinada mediante teoría de flexión (unión monolítica) si $l_{emb} \geq 1.6h$
EHE-08 y EC-2	rugosa	<u>Armadura:</u>	- Cuantía determinada mediante teoría de flexión (unión monolítica)

Tabla II-4. Resumen de recomendaciones de diseño para cálices de cimentación propuestos por los distintos autores

⁵ véase la Figura II-12

⁶ en el caso de cálices de superficie rugosa, la armadura secundaria permite el confinamiento de las bielas permiten la transmisión de esfuerzos entre la armadura traccionada del pilar y la armadura vertical del cáliz.

⁷ véase la Figura II-11

II.3 Campañas experimentales y pruebas de rotura

II.3.1 Prueba de rotura realizada por la empresa de prefabricados Caprese

En mayo de 1980, la empresa de hormigón prefabricado Caprese situada en la localidad de Serravalle a Po (Italia) realizó una prueba de rotura de un pedestal prefabricado, de una de las series que comercializaba, con objeto de determinar: la carga de rotura de un pedestal, el inicio y el patrón de fisuración, y el tipo de rotura y las posibles puntos débiles que pudiera presentar el diseño del pedestal.

II.3.1.1 Descripción de la pieza y configuración de la prueba

Las características geométricas y el armado empleado en el pedestal ensayado quedan recogidos en la Figura II-36.

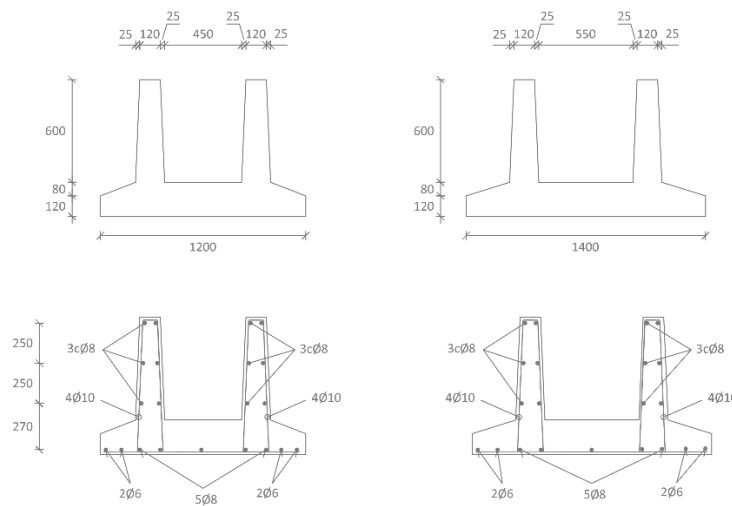


Figura II-36. Descripción del pedestal ensayado y configuración de armado [13]

Para la realización de la prueba de rotura se ejecutó una cimentación de 2.2 x 1.8 m y 1.2 m de canto sobre la que se ensayó el pedestal. Para evitar el vuelco de la pieza durante la prueba de rotura, se dejaron embebidas en esta cimentación 3 barras roscadas de 20 mm de diámetro espaciadas 30 cm para permitir el anclaje de la losa inferior del pedestal.



Figura II-37. Detalle del anclaje del pedestal a la losa de cimentación [13].

El pilar embebido en el cáliz presentaba una sección transversal rectangular de 0.3 x 0.5 m y 5 m de longitud, de los cuales quedaron embebidos 0.6 m. La aplicación de la carga fue realizada mediante un cable de acero que conectaba la cabeza del pilar con una polea ubicada a 10 m, que era accionada mediante una carretilla elevadora, véase Figura II-38. El registro de la magnitud de la fuerza introducida por la carretilla elevadora se llevó a cabo mediante una célula de carga.

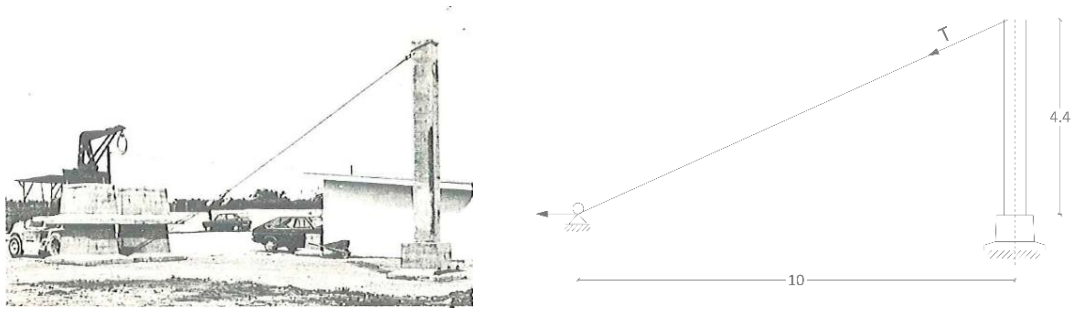


Figura II-38. Configuración empleada en la prueba de rotura [13].

II.3.1.2 Resumen de la prueba de rotura

Las primeras fisuras aparecieron cuando la magnitud de la fuerza T, véase Figura II-38, alcanzó los 50-55 kN, obteniéndose un momento de fisuración de 197.5 kN·m. Estas fisuras aparecieron en la parte superior de la zona frontal del pedestal, presentando una trayectoria oblicua. A medida que aumentó la carga, la abertura de las primeras fisuras creció -Figura II-39 (a)-, a la vez que apareció otra en la parte posterior del pedestal -Figura II-39 (b).

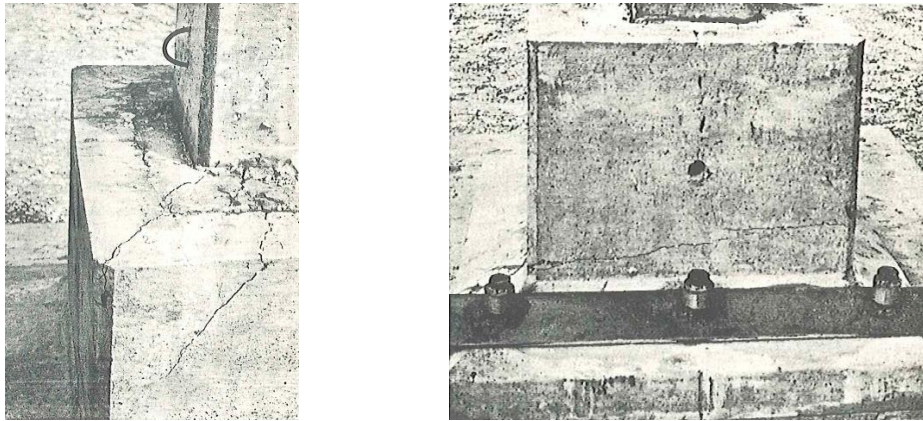


Figura II-39. (a) Fisuración en el muro frontal, (b) fisuración en el muro dorsal [13]

Cuando la magnitud de la fuerza T superó los 700 kN, se inició la macrofisuración y el aplastamiento del hormigón de relleno entre el pilar y el cáliz, la armadura horizontal del pedestal se hizo visible, y aparecieron fisuras en la solera inferior del pedestal.

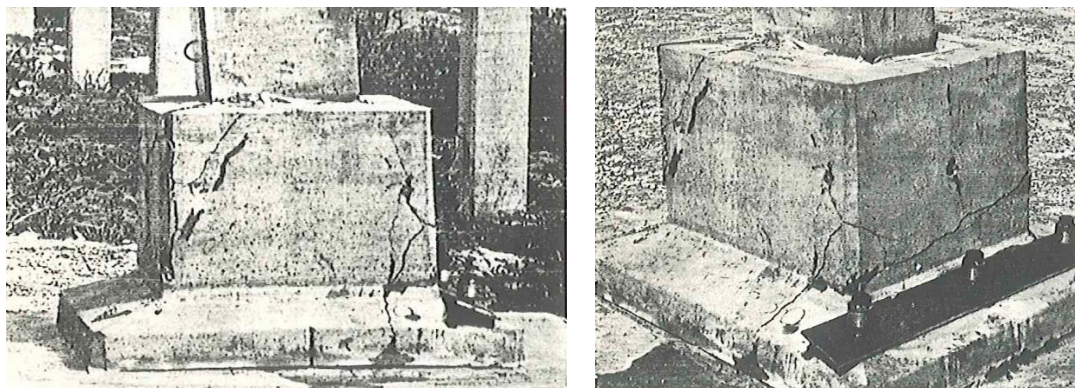


Figura II-40. Macrofisuración del espécimen [13]

Cuando T alcanzó un valor de 900 kN se produjo el colapso del pedestal. La armadura horizontal se separó de la masa de hormigón, obteniéndose un momento flector de colapso en la sección crítica del pilar de 356 kN·m.

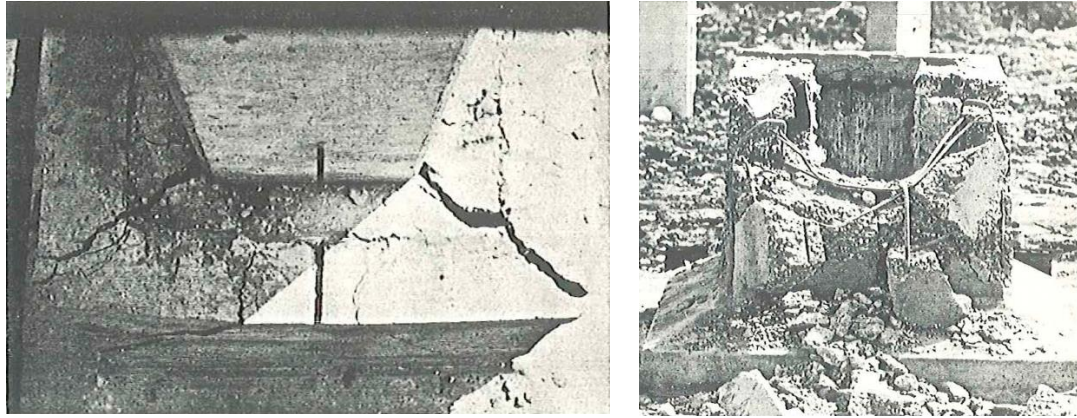


Figura II-41. (a) Inicio del colapso, (b) colapso del pedestal [13]

II.3.2 Ensayos llevados a cabo por Osanai

II.3.2.1 Descripción de la campaña experimental

Osanai et al [16] presentaron una campaña experimental que fue llevada a cabo con el objetivo validar su modelo teórico para el cálculo de las fuerzas resultantes que aparecen en la longitud embebida del pilar, véase apartado II.2.6. Los esquemas de los especímenes empleados pueden observarse en la Figura II-42. Como se puede ver, las piezas ensayadas se configuraron como zapatas borde unidas mediante una viga centradora en T a un talón de hormigón que permitió el anclaje de las barras dispuestas en la cimentación y la estabilidad del ensayo durante el proceso de carga.

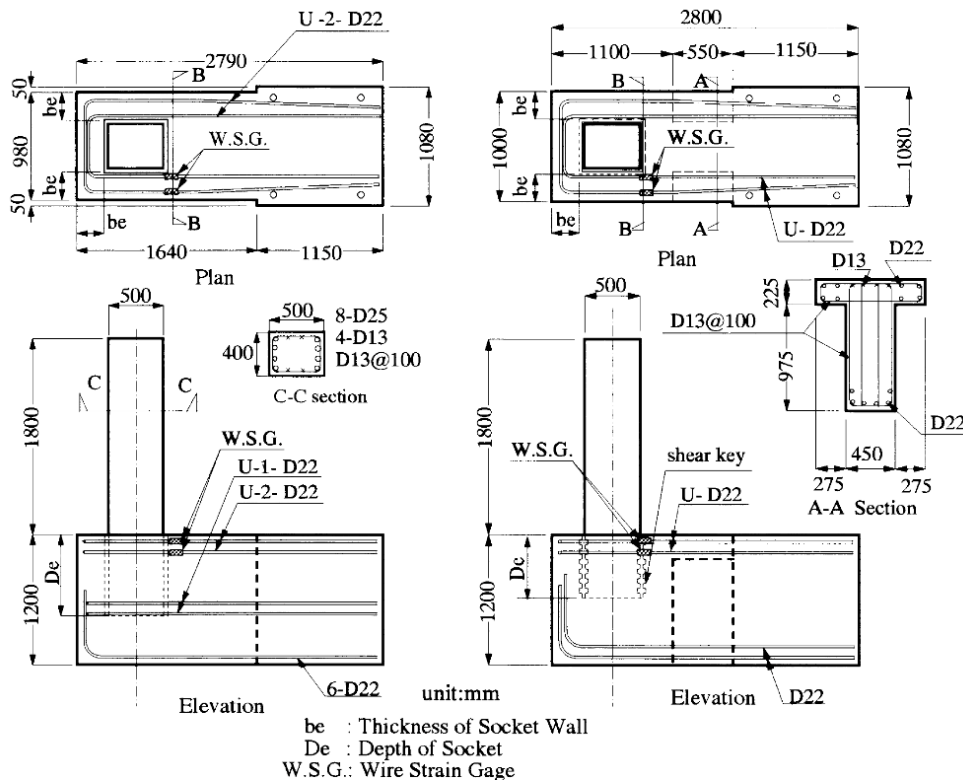


Figura II-42. Descripción de los especímenes [16]

La campaña experimental consistió en un total de 8 piezas: 4 de los especímenes se plantearon con llaves de cortante y otros 4 fueron diseñadas como cálices de superficie lisa. Las longitudes embebidas empleadas fueron de 50 cm (h), 62.5 cm (1.25 h) y 75 cm (1.5 h) como queda recogido en la Tabla II-5.

Id pieza	l_{emb} (cm)	llaves de cortante	Id pieza	l_{emb} (cm)	llaves de cortante
10	75	No	18	75	Sí
15	75	No	21	62.5	Sí
16	62.5	No	22	62.5	Sí
17	50.0	No	23	50	Sí

Tabla II-5. Descripción de las piezas empleadas

El método de carga empleado en los distintos ensayos queda representado en la Figura II-43(a), únicamente la pieza 22 representó un esquema de cargas como el que se indica en la Figura II-43(b). La carga axial aplicada y el patrón de cargas cíclicas horizontales utilizado durante los ensayos quedan recogidos en la Figura II-44. Durante los ensayos se registraron los desplazamientos horizontales en los puntos A y B, véase Figura II-43, las rotaciones en el punto B y las deformaciones de las galgas extensométricas empleadas cuya disposición puede observarse en la Figura II-42.

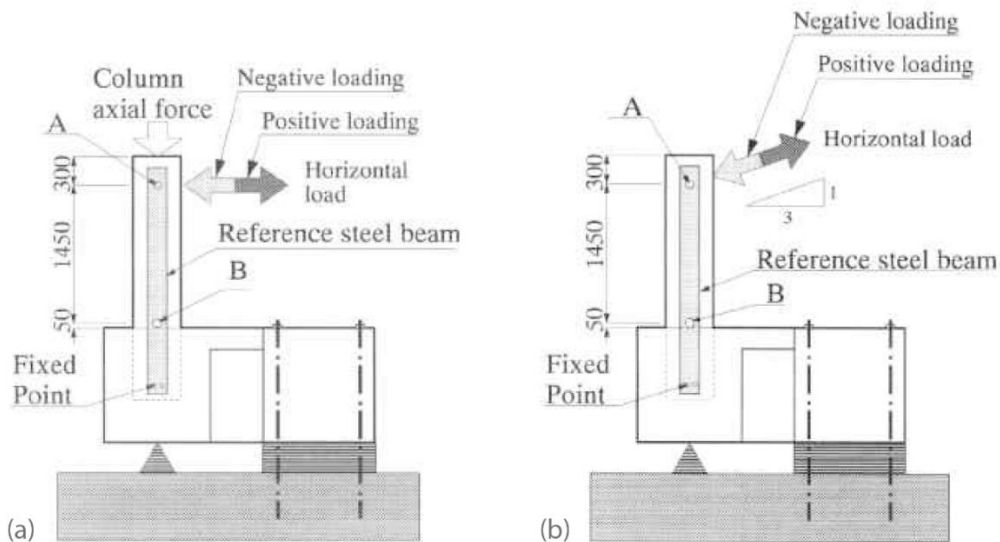


Figura II-43. Esquemas de aplicación de carga [16]Figura II-43

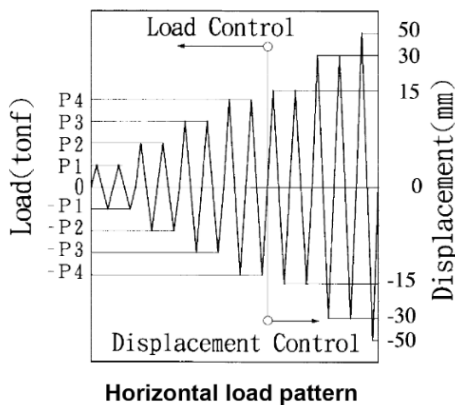


Table — Applied vertical load

Specimen	Vertical load
Type 15	10.0
Type 22	0.0
Others	120.0

Note: 1.0 tonf = 9807 N

Table — Applied horizontal load in test (tonf)

Specimen	P1	P2	P3	P4
Type 15, 22	3.0	5.0	15.0	18.0
Others	6.0	12.0	20.0	33.0

Note: 1.0 tonf = 9807 N

Figura II-44. Cargas aplicadas durante los ensayos [16]

II.3.2.2 Resumen de resultados

Los especímenes ensayados mostraron un comportamiento similar frente a acciones positivas, véase el criterio de signos en la Figura II-43, a excepción de las piezas 15 y 22 que estaban sometidas a una menor carga axial. Frente a cargas horizontales negativas, sin embargo, el comportamiento de las piezas de superficie lisa de menor longitud embebida, piezas 16 y 17, fue mucho menos rígido que el resto de especímenes de superficie lisa ensayados. Para el caso de los especímenes con llaves de cortante, el comportamiento de la pieza 23, que presenta una longitud embebida igual al cando de la pieza (h), se aproximó al de la pieza que presentaba una longitud embebida de $1.5 h$ (pieza 18), mostrando la eficiencia de las llaves de cortante en la transmisión de fuerzas generadas en la parte superior del cáliz. Las envolventes carga-desplazamiento obtenidas por Osanai [16] pueden consultarse en la Figura II-45.

Las gráficas que representan la carga horizontal aplicada frente a la deformación obtenida pueden consultarse en la Figura II-46. Tal y como se muestra en la Figura II-46 (a), las piezas de longitud embebida igual a 75 cm ($1.5h$), pieza 10 (sin llaves) y 18 (con llaves), presentan un comportamiento similar si bien a partir de unas $18t$ la pieza con llaves de cortante (pieza 10) pierde rigidez de forma más acusada, aproximando su comportamiento al que se obtendría con el modelo teórico de Osanai para un coeficiente de rozamiento $\mu=0.5$, frente a la tendencia del cáliz de superficie lisa que se ajustaría a un coeficiente de rozamiento $\mu=1$.

Las piezas que presentaron una longitud embebida de $1.25 h$, Figura II-46 (b), muestran una pendiente similar, si bien la degradación de rigidez en la pieza sin llaves de cortante se produce para una carga de menor magnitud. De manera análoga, las piezas ensayadas con una longitud embebida igual al canto del pilar, Figura II-46 (e), también mostraron una similitud en las pendientes y una degradación de rigidez inicial más acusada para el caso del cáliz con superficie lisa.

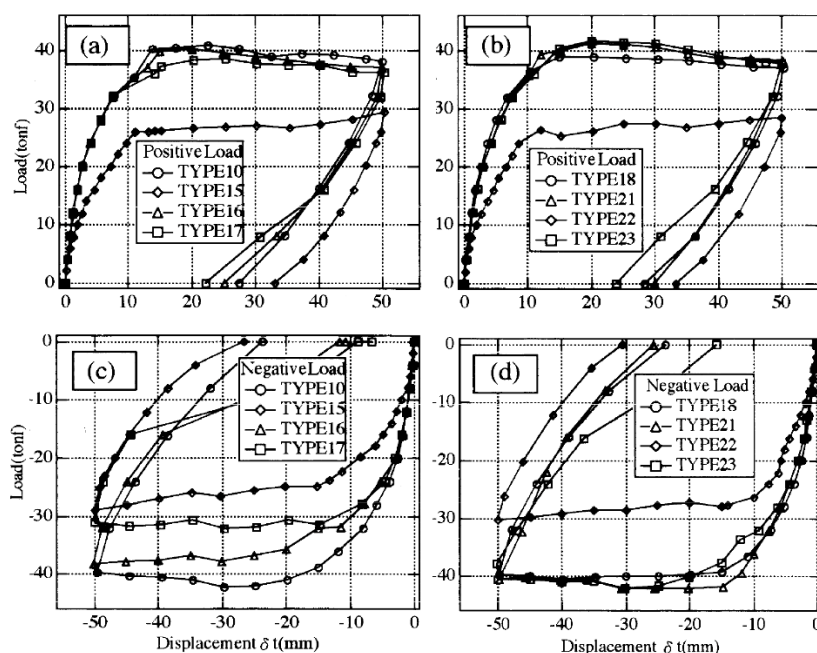


Figura II-45. Curvas carga-desplazamiento de los especímenes ensayados [16]Figura II-43

Las piezas 22, Figura II-46 (c), y 15, Figura II-46 (d), mostraron un comportamiento muy diferenciado de los modelos teóricos propuestos para pequeñas cargas, mostrándose en ellas que la hipótesis de no considerar la resistencia a tracción del hormigón es demasiado conservadora, especialmente para cargas pequeñas.

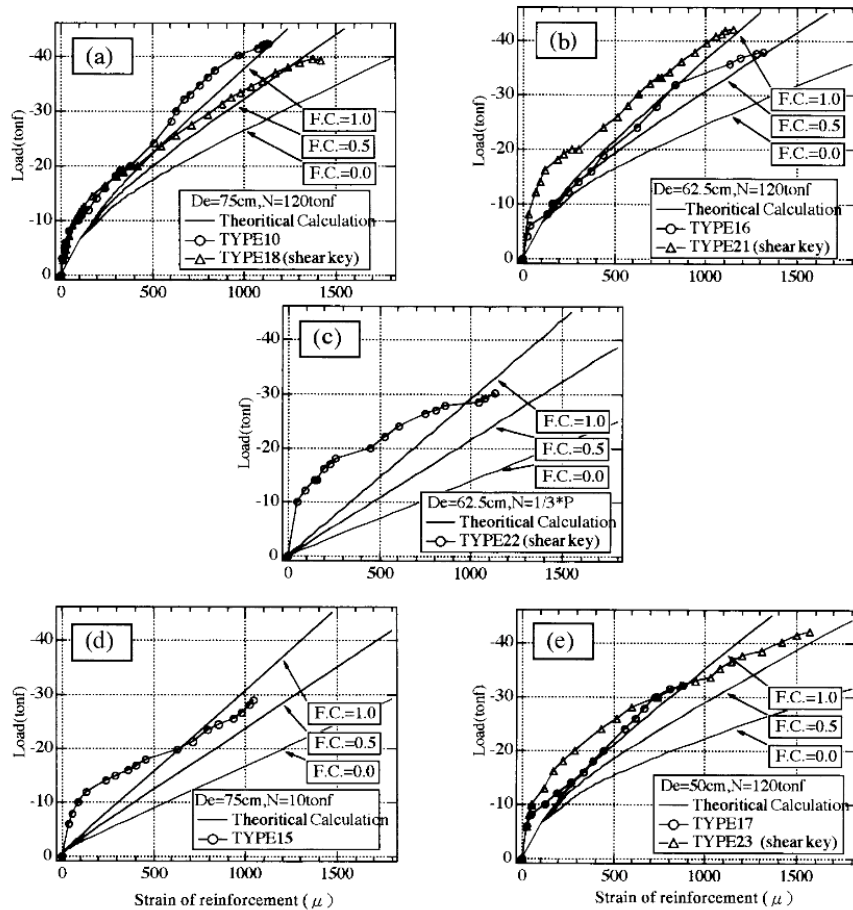


Figura II-46. Gráficas carga horizontal – deformación para el armado de cimentación

II.3.2.3 Conclusiones

A partir de los resultados anteriores los autores indican las siguientes conclusiones:

- Si la longitud embebida es mayor o igual a 1.5 veces el canto de la pieza, la conexión se comporta como una unión rígida incluso sin llaves de cortante.
- La transmisión de fuerza resultante por el pilar en la parte superior del cáliz puede ser mejorada mediante la materialización de llaves de cortante. Los pilares con longitudes embebidas iguales o superiores al canto del pilar, 1.0h, presentaron resultados similares a aquellos con una longitud embebida igual a 1.5h y pueden alcanzar la carga última de los pilares.
- Los cálizes de cimentación sin llaves de cortante no poseen rigidez suficiente cuando la longitud embebida es inferior a 1.25h, aunque en este caso, es posible alcanzar la carga última a flexión del pilar con grandes deformaciones.
- Los coeficientes de rozamiento recomendados quedan recogidos en Tabla II-2. El valor de 1.0 se recomienda para longitudes embebidas de 1.5 h o más sin llaves de cortante, o para piezas con llaves de cortante con longitudes embebidas de 1.25h o más. El valor de 0.5 es recomendado por los autores cuando la longitud embebida es igual a 1.0h.
- El comienzo de la degradación de rigidez se produce antes en los especímenes con llaves de cortante.

II.3.3 Ensayos llevados a cabo por Canha y Jaguaribe Jr

II.3.3.1 Descripción de la campaña experimental

Canha [20] recoge la campaña experimental que fue llevada a cabo para el análisis del comportamiento de cálices de hormigón armado. Esta campaña fue empleada para la obtención y validación de los modelos de comportamiento propuestos por Canha, véase apartado II.2.7.

La campaña experimental consistió en un total de 7 cálices de hormigón armado a escala real, cuatro de ellos con superficie lisa (SI-1, SI-2, SI-3 y SI-4) y tres con superficie rugosa (RI-1, RI-2 y RI-3). El pilar utilizado fue un pilar de hormigón armado de sección cuadrada de 40 cm de lado, fuertemente armado ($4\phi 32$) para evitar su rotura durante el proceso de carga. La disposición del ensayo y las dimensiones de los especímenes pueden observarse en la Figura II-47 y en la Figura II-48.

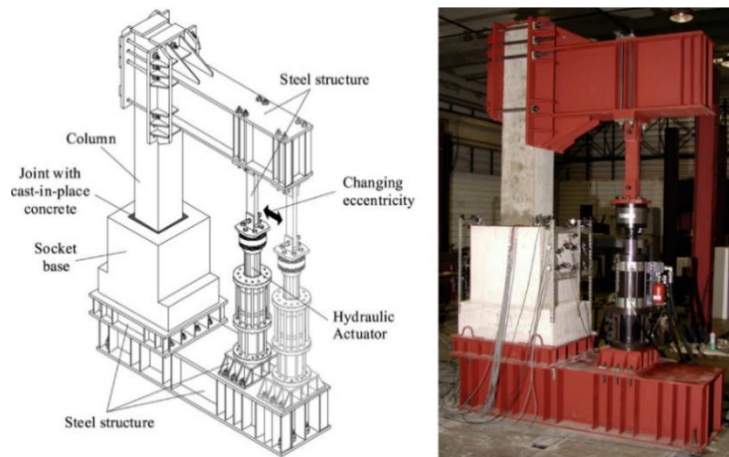


Figura II-47. Configuración de los ensayos realizados por Canha [20]

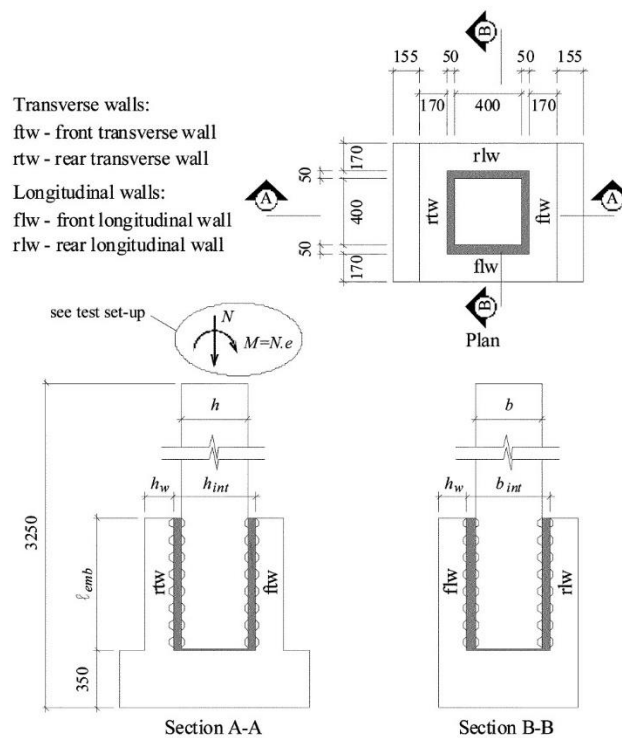


Figura II-48. Dimensiones de los especímenes ensayados [21]

La armadura horizontal principal $A_{s,hml}$ de los distintos especímenes, ubicada en la zona superior los muros longitudinales del cáliz, fue dimensionada de acuerdo al modelo de Leonhardt y Mönning, véase apartado II.2.1. El armado principal de los muros transversales $A_{s,hmt}$ se asumió igual al de los muros longitudinales. Adicionalmente, en el resto del alzado de los muros se dispuso una armadura secundaria $A_{s,hs}$. La nomenclatura empleada para hacer referencia a los distintos tipos de armadura dispuesta puede consultarse en la Figura II-49.

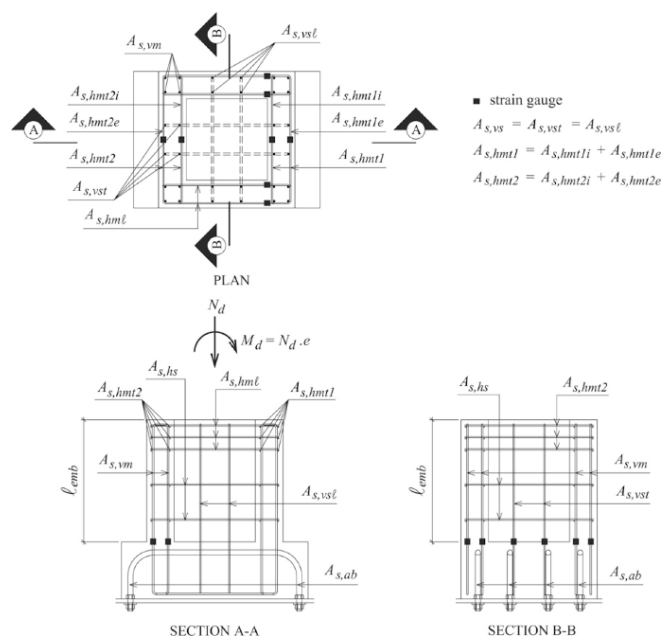


Figura II-49. Configuración de armado en los cáliz y disposición de galgas extensométricas [20]

Respecto a la armadura vertical, los modelos de comportamiento empleados para la determinación de la cuantía de armado vertical de los cáliz fueron los que se indican en la Figura II-50. El primero de los modelos, Figura II-50 (a) considera que los muros longitudinales actúan como ménsulas empotradas en la cimentación y fue introducido por Leonhardt y Mönning [11], siendo éste el modelo empleado para la obtención de la armadura vertical principal en los cáliz de superficie lisa. El segundo modelo, Figura II-50 (b), fue el empleado en los cáliz de superficie rugosa y supone un comportamiento monolítico de la unión, obteniéndose un armado de acuerdo a la teoría de flexión. En ambos casos, la armadura así obtenida $A_{s,vm}$ se concentró en las esquinas, disponiéndose además una armadura secundaria en la zona intermedia de los muros $A_{s,vs}$. En la Tabla II-6 se detalla la cuantía de armadura de las distintas piezas de la campaña experimental.

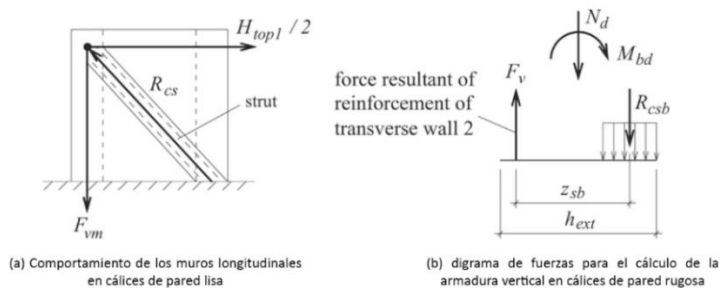


Figura II-50. Modelos de comportamiento empleados para el armado vertical de los especímenes [20]

Id pieza	Tipología	e=M/N (m)	l_{emb} (m)	$A_{s,hml}; A_{s,hmt1}$ $A_{s,hmt2}$ (mm ²)	$A_{s,vm}$ (mm ²)	$A_{s,hs}$ (mm ²)	$A_{s,vs}$ (mm ²)	$A_{s,pilar}$ (mm ²)
SI-1	Liso	1.85	0.8	6ø8 (301.6)	4ø10 (314.2)	4ø8 (201.1)	4ø6.3 (124.7)	4ø32 (804.3)
SI-2	Liso	=	=	=	=	=	=	=
SI-3	Liso	1.2	=	=	=	=	=	=
SI-4	Liso	=	0.64	8ø8 (402.1)	=	=	=	=
RI-1	Rugoso	1.2/1.85 ⁸	0.64	8ø8 (402.1)	4ø10 (314.2)	4ø8 (201.1)	4ø6.3 (124.7)	4ø32 (804.3)
RI-2	Rugoso	1.2/1.85 ⁸	=	=	=	=	=	=
RI-3	Rugoso	1.2	0.48	6 ø 10 (471.2)	=	=	=	=

Tabla II-6. Resumen del programa experimental [20]

En todos los especímenes, a excepción de la pieza SI-1 que no fue tenida en cuenta para ajustar los modelos teóricos de comportamiento ajustados a los valores experimentales obtenidos de esta campaña, se empleó aceite para evitar la adherencia entre las paredes del pilar y del cáliz y el hormigón ejecutado in situ. Además, antes de cada ensayo se aplicaron varias cargas cíclicas para asegurar la eliminación de cualquier adherencia remanente. Los autores justifican este procedimiento para simular condiciones más próximas a la realidad, donde la retracción del hormigón ejecutado in situ y la carga de viento pueden suponer la pérdida de esta adherencia.

II.3.3.2 Análisis de resultados

El fallo de los especímenes SI-2, SI-3, RI-1, RI-2 y RI-3 se produjo por la plastificación de la armadura vertical ubicada en el muro 2, $A_{s,vm}$ y $A_{s,vs}$. La plastificación de la armadura horizontal de los muros longitudinales $A_{s,hml}$ y de algunas ramas exteriores del armado del muro transversal frontal $A_{s,hmt1e}$ sólo se observó en las piezas de superficie lisa SI-2 y SI-3. El ensayo de la pieza SI-4, de menor longitud embebida (1.6h) se detuvo al obtenerse grandes desplazamientos que hicieron peligrar el actuador, observándose exclusivamente la plastificación de la armadura vertical secundaria del muro transversal dorsal, si bien $A_{s,vm}$, $A_{s,hml}$ y $A_{s,hmt1e}$ presentaron valores cercanos a la plastificación. Un resumen de los resultados obtenidos puede consultarse en la Tabla II-7.

La fisuración observada en los distintos especímenes, véase Figura II-51, muestra la gran concentración de presiones que se genera en la pared frontal (muro 1) del cáliz en el caso de cálices de superficie lisa (muro 1) y en los muros frontal (muro 1) y dorsal (muro 2) para el caso de cálices de superficie rugosa. Según los autores, a partir del patrón de fisuración obtenido, la parte superior de estos muros que se ven sometidos a grandes presiones parecen trabajar como vigas biapoyadas. El registro de deformaciones tanto en las ramas externas $A_{s,hmt,e}$ como en las ramas internas $A_{s,hmt,i}$ de estos muros transversales, si bien las deformaciones en estas últimas fueron menores, llevaron a los autores a proponer un doble mecanismo de transmisión de esfuerzos entre las paredes transversales y longitudinales, tal y como se recoge en el modelo propuesto por Canha [20] para el comportamiento de muros transversales, véase el apartado II.2.7.2

Id pieza	Hormigón			Acero				Muro 1			Muro 2	
	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_{ym}	e (mm)	N_{exp} (kN)	M_{exp} (kN·m)	H_{top1} (kN)	$R_{s,hmt1e}^9$ (kN)	$R_{s,hmt1i}$ (kN)	$R_{s,hmt2e}$ (kN)	$R_{s,hmt2i}$ (kN)
SI-2	35.4	2.63	28.6	584	1.85	203	378	352.3	88.1	20.6	-	-
SI-3	25.6	2.29	29.1	584	1.2	336	403	352.3	88.1	24.0	-	-
SI-4	25.9	1.67	28.9	640	1.2	275	330	248.4	81.9	46.9	17.1	1.4
RI-1	25.9	2.17	24.9	584	1.85	302	559	251.0	87.0	15.7	-	-
RI-2	25.9	2.17	24.9	584	1.85	304	562	190.0	51.5	9.9	-	-
RI-3	26.5	1.71	29.8	602	1.2	358	430	208.4	42.0	20.5	100.3	46.5

Tabla II-7. Resumen de los principales resultados experimentales [20]

Tal y como se muestra en la Figura II-51, la fisuración del muro 2 en los cálices de superficie lisa es muy pequeña, mostrándose únicamente una mayor fisuración en la pieza SI-4, que es la que presenta una menor longitud embebida. En los cálices de superficie rugosa, la fisuración se mostró más acusada en el muro 2, indicando la importancia de considerar las presiones que se generan en la parte superior del muro

⁸ Los ensayos de las piezas RI-1 y RI-2, se iniciaron con una excentricidad en la carga de 1.2 m, pero debido a la limitación de carga del actuador se tuvo que interrumpir el ensayo y ampliar la excentricidad a 1.85 m.

⁹ Valores obtenidos a partir de las deformaciones registradas en la armadura

dorsal. Estas presiones son generadas por las bielas de compresión que permiten la transmisión de tracciones entre la armadura traccionada del pilar y la armadura vertical del cáliz, véase la Figura II-30.

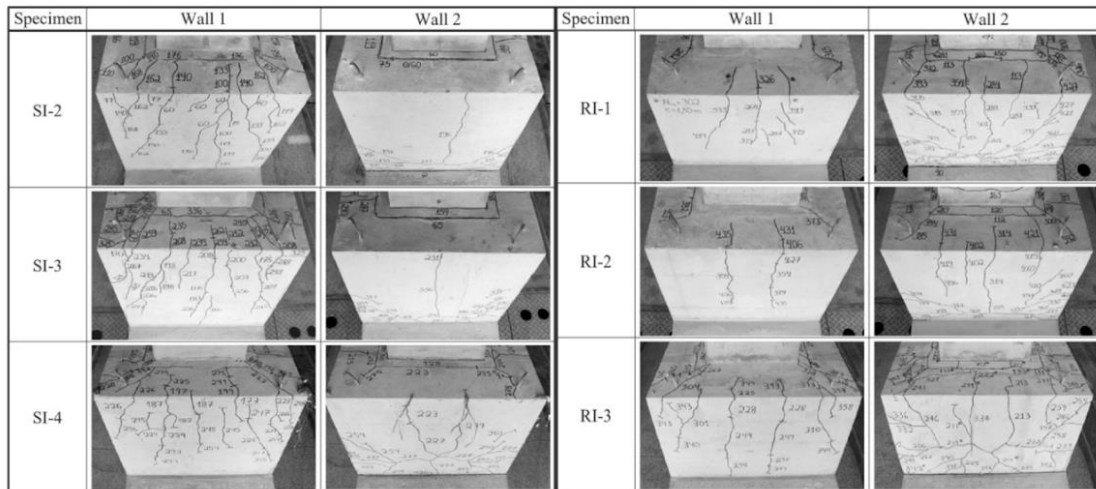


Figura II-51. Fisuración en los muros transversales de los especímenes ensayados

II.3.3.3 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos Canha [20] expone las siguientes conclusiones:

- La pared transversal frontal, en el caso de cálices de superficie lisa, y la pared transversal frontal y dorsal, en el caso de cálices de superficie rugosa, se encuentran sometidas a grandes presiones. Las mayores deformaciones registradas en las ramas exteriores de estas paredes transversales muestran que la transmisión de acciones entre los muros transversales y longitudinales mediante una descarga directa de bielas comprimidas a las esquinas prevalece sobre el mecanismo de flexión de muro.
- Para especímenes de superficie rugosa que tienen una reducida longitud de empotramiento ($1.2 \cdot h$), las deformaciones registradas en el armado y el patrón de fisuración muestran que la parte superior del muro 2 está afectada mayores esfuerzos que el muro 1.

II.4 Introducción al Método de Bielas y Tirantes

El Método de Bielas y Tirantes (MBT) es una herramienta de diseño muy extendida en regiones en las que no es aplicable la teoría general de flexión, es decir, donde no son aplicables las hipótesis de deformación plana de Navier-Bernoulli o Timoshenko. Estas regiones son conocidas como regiones de discontinuidad (regiones D). El MBT surge como alternativa a las formulaciones empíricas y semiempíricas empleadas en este tipo de regiones debido a las limitaciones de aplicación que presentaban éstas en muchos casos. Por tanto, el MBT aparece como una herramienta que permite abordar de forma racional el diseño de estas regiones, donde se producen distribuciones de deformaciones no lineales que se traducen en complejos campos tensionales.

Pese a que el MBT puede ser aplicado a cualquier región, en la práctica se limita a las regiones D, dada la mayor precisión que presentan los modelos basados en la teoría general de flexión en las zonas donde es válida la hipótesis de distribución plana de deformaciones de Navier-Bernoulli (regiones B).

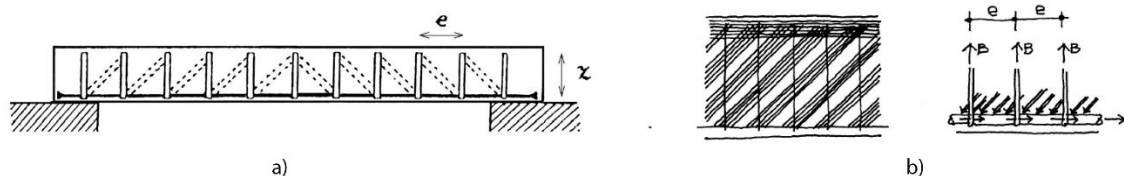


Figura II-52. (a) Celosía propuesta por Ritter (b) celosía de Mörsch

Los orígenes del método de bielas y tirantes están ligados a la analogía de la celosía introducida por Wilhelm Ritter (1899) y Emil Mörsh (1902) a principios del siglo XX como mecanismo que idealiza el comportamiento de una viga de hormigón armado con armadura de cortante, véase la Figura II-52. Pese a que en años posteriores se retomó el estudio de los modelos de celosía para explicar el comportamiento de vigas sometidas a torsión y cortante, fueron Marti (1985) [3], [4] y, sobre todo, Schlaich et al (1987) [5] los que generalizaron esta idea para su aplicación a cualquier región de una estructura, sustituyéndola por una estructura de barras articuladas, modelo de bielas y tirantes, formada por bielas comprimidas de hormigón y tirantes traccionados que representan la contribución de la armadura.

Si las estructuras de hormigón armado dispusiesen de una capacidad ilimitada de redistribución de tensiones por deformación plástica, atendiendo al teorema del límite inferior de plasticidad, cualquier modelo de bielas y tirantes propuesto, estáticamente admisible, que se encontrara en equilibrio con las cargas actuantes y que no superara las resistencias de los materiales, equilibraría una carga de menor magnitud que la capacidad máxima de la estructura. Sin embargo, la escasa capacidad de deformación plástica de los elementos hormigón puede dar lugar al agotamiento sin que llegue a alcanzarse el modelo de bielas y tirantes propuesto si el esquema planteado requiere una gran capacidad de deformación plástica para su materialización. Según Schlaich [5] esta limitación puede cumplirse si se adoptan estructuras internas de bielas y tirantes que no se separen de la red de líneas de acción que se obtendrían del análisis elástico y lineal del elemento.

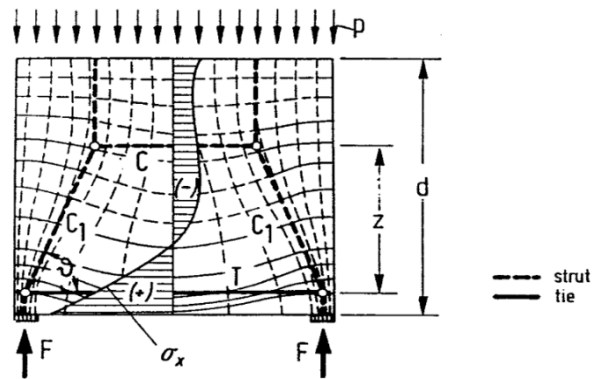


Figura II-53. Trayectoria de tensiones elásticas y modelo de bielas y tirantes [5]

La consecuencia inmediata de la aplicación del teorema del límite inferior es la posibilidad de proponer distintos modelos de bielas y tirantes para el elemento o región estudiada, en base a la configuración de distintos esquemas resistentes. Esta flexibilidad en la propuesta de soluciones, con las limitaciones con respecto a la ductilidad que se han señalado, puede suponer un problema para el proyectista que debe presentar un modelo de bielas y tirantes de acuerdo a su propia experiencia, lo que puede ser difícil en determinadas circunstancias, donde el campo tensional en la región analizada sea especialmente complejo. En este sentido deben preferirse aquellas estructuras que absorban una menor energía de deformación, lo que se traduce en la práctica en escoger aquellos modelos que requieren un menor volumen de armadura. Adicionalmente, siempre que sea posible, deben buscarse modelos de bielas y tirantes en los que la posición de los tirantes facilite la disposición constructiva de la armadura.

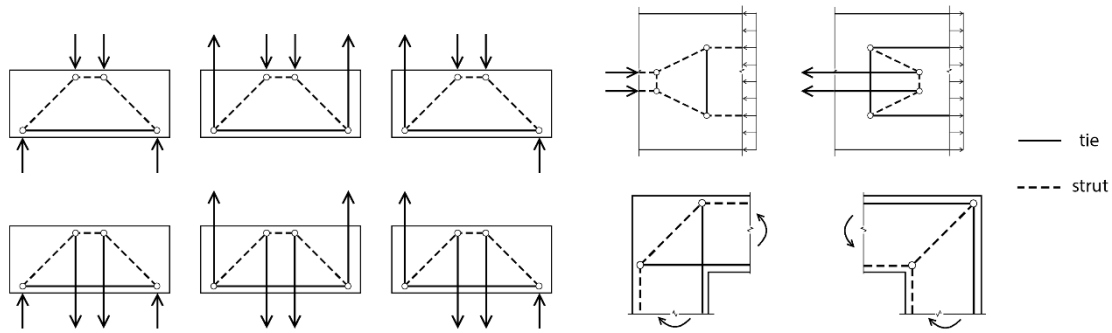


Figura II-54. Esquemas básicos de bielas y tirantes [22]

Los modelos de bielas y tirantes representan un esquema de comportamiento en rotura, quedando sin considerar requerimientos que son exigibles a cualquier elemento de hormigón armado en servicio, tales como el control de la abertura de fisura o las deformaciones, lo que representa una de las principales carencias del MBT como queda recogido en el Boletín 45 de la fib [23]. Es por ello importante que el modelo planteado se aproxime al flujo de tensiones obtenido de un análisis elástico y lineal, ya que no sólo permitirá que se desarrolle en rotura el esquema de bielas y tirantes propuesto, evitando grandes requerimientos de ductilidad, sino que garantizará un mejor comportamiento en servicio. Aspectos como la abertura de fisura son tenidos en cuenta de forma indirecta limitando la deformación máxima de las armaduras.

La aceptación del MBT como metodología de diseño de regiones D queda patente por su inclusión en el cuerpo de las principales instrucciones de hormigón estructural. Algunos ejemplos de instrucciones que incorporan el MBT son: la norma española EHE-08 (2008) [1], el eurocódigo EC-2 (2012) [2], la norma americana ACI 318 (2011) [24] y la norma canadiense CSA (2004) [25].

II.4.1 Planteamiento general

A continuación se describe brevemente el procedimiento seguido para la aplicación práctica del método de bielas y tirantes, una descripción más detallada puede consultarse en Miguel et al [26].

II.4.1.1 Delimitación del elemento o región de estudio

Tal y como se ha comentado anteriormente, el método de bielas y tirantes es utilizado como herramienta de diseño de regiones en las que no es válida la aplicación de la teoría general de flexión (regiones D). Las regiones D existen en una estructura cuando se producen cambios bruscos de geometría (discontinuidad geométrica) o en zonas donde se aplican cargas concentradas (discontinuidad estática). Igualmente una estructura en su conjunto puede constituir una región D debido a su forma o proporciones (discontinuidad generalizada), como es el caso, por ejemplo, de las vigas de gran canto, las ménsulas cortas, las zapatas, los encepados o los cálices de cimentación.

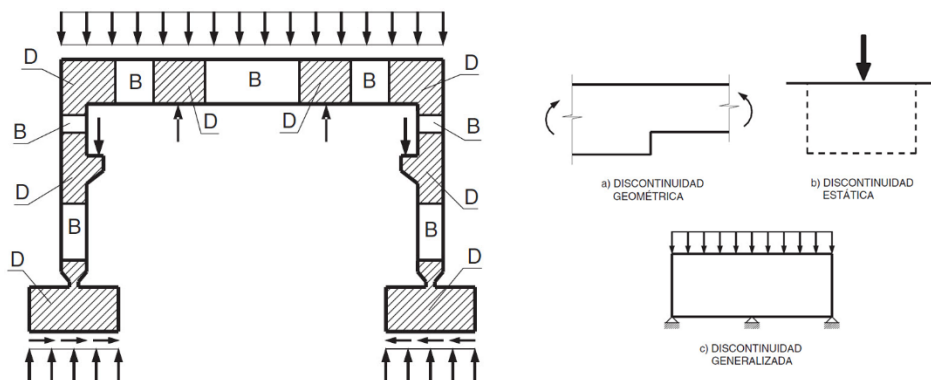


Figura II-55. Identificación de regiones D [1]

La delimitación de las regiones D es llevada a cabo a partir de principio de Saint Venant, según el cual la diferencia de los efectos de dos sistemas de carga estáticamente equivalentes se hacen despreciables a distancias suficientemente grandes de los puntos de aplicación de la carga, encontrándose diferencias únicamente en la distribución de tensiones y deformaciones que genera cada uno de los sistemas de carga en las proximidades de la carga. Atendiendo a este principio, se considera que la región D se extiende a ambos lados de la discontinuidad, sea ésta estática o geométrica, ya que esta última también supone una distorsión en el campo de deformaciones, una distancia igual al canto del elemento, véase la Figura II-56.

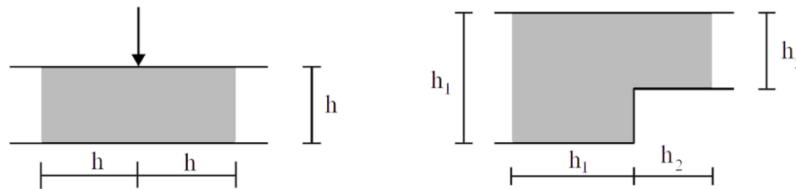


Figura II-56. Delimitación de regiones D [1]

II.4.1.2 Definición del sistema de cargas que actúa en la región D

Una vez se ha definido el elemento o región de estudio, mediante la identificación y delimitación de la región D, es necesario definir el sistema de fuerzas puntuales equivalentes al sistema de carga real aplicado sobre la región D. Estas acciones pueden provenir de cargas directamente aplicadas (puntuales, superficiales o volumétricas), reacciones o tensiones que actúan en la sección de continuidad que conecta la región D con el resto de la estructura, debiendo transformarse aquellas cargas aplicadas de forma distribuida en cargas puntuales que permitan su aplicación en los nudos de la estructura interna de bielas y tirantes. Una vez realizada la transformación de las cargas aplicadas sobre la región D, debe comprobarse que el conjunto de cargas actuantes se encuentra en equilibrio. La descomposición de las distintas acciones que actúan sobre una región D puede consultarse con detalle en Miguel et al [26].

II.4.1.3 Definición del modelo de bielas y tirantes

Una vez se han transformado las cargas aplicadas sobre la región D a un conjunto de fuerzas puntuales, el modelo de bielas y tirantes, cuyas partes fundamentales: bielas, tirantes y zonas nodales quedan reflejadas en la Figura II-57, debe comenzar a definirse partiendo de estas fuerzas, cuya dirección y punto de aplicación es conocida. Las bielas y los tirantes deben comenzar en los puntos de aplicación de las cargas y deben tener su misma dirección.

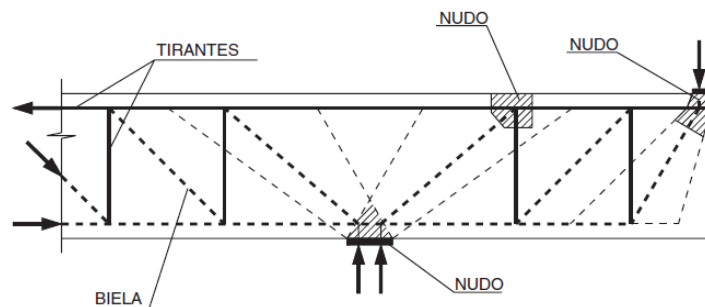


Figura II-57. Partes fundamentales de los modelos de bielas y tirantes [1].

Cada una de estas acciones debe ser equilibrada por otros esfuerzos en el interior de la región estudiada, generándose trayectorias de esfuerzos internos que conectan los puntos de aplicación de las cargas puntuales aplicadas. De esta forma, cualquier carga cuya línea de acción tienda a salirse de la región D sin la correspondiente fuerza aplicada en el punto de salida debe desviarse mediante una biela o un tirante.

Quando los tirantes están formados por armaduras pasivas, la compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el acero, impide que el hormigón esté comprimido y el acero traccionado en la misma dirección o en dos direcciones que formen ángulos pequeños entre sí. Es por ello que en el planteamiento del modelo de bielas y tirantes debe respetarse un ángulo mínimo entre las bielas y los tirantes. En este sentido, el

código ACI-318 [24] establece un ángulo mínimo entre las bielas y los tirantes de 25° , mientras que la monografía M-6 de ACHE (2003) [27] fija un ángulo mínimo de 30° . El cumplimiento de estos ángulos, obliga en determinadas circunstancias a sustituir una biela por una celosía de bielas y tirantes, que no sólo permite mayores inclinaciones entre bielas y tirantes, sino también detectar tracciones transversales a la biela que no quedarían reflejadas en un modelo donde bielas y tirantes presenten un ángulo inferior al indicado.



Figura II-58. Sustitución de biela por celosía para el cumplimiento de la compatibilidad de deformaciones [26]

De los distintos modelos de bielas y tirantes que pueden plantearse a partir de las consideraciones anteriores, únicamente podrán llegar a alcanzarse aquellos que no supongan grandes requerimientos de adaptación plástica antes de la rotura, por ello Schlaich [5] acude al cálculo elástico y lineal de la estructura para determinar los puntos de paso de las bielas comprimidas. Este análisis elástico y lineal, que puede ser llevado a cabo para elementos complejos mediante elementos finitos, puede evitarse cuando se trate de elementos estudiados en la bibliografía, publicaciones como Calavera (1999) [28], ACI SP-208 (2002) [29], monografía M-6 ACHE (2003) [27] o Miguel et al (2009) [26] presentan ejemplos que ayudan a la definición geométrica de los modelos de bielas y tirantes en distintas regiones D. Adicionalmente, existen herramientas numéricas desarrolladas para facilitar la definición de modelos de bielas y tirantes, como son el MEFBT (2002) [30], CAST (2004) [31] y Bairán (2012) [32], si bien la decisión última es tomada por el proyectista que debe ser quien defina los puntos de paso de las bielas y la posición de las armaduras.

Aunque se sigan las recomendaciones indicadas, para una misma carga aplicada pueden elegirse diferentes configuraciones para los tirantes, dando como resultado diferentes estructuras internas de bielas y tirantes, véase Figura II-60. En este sentido, deben tenerse en cuenta criterios de eficiencia mecánica y facilidad constructiva para seleccionar el modelo de bielas y tirantes a emplear.

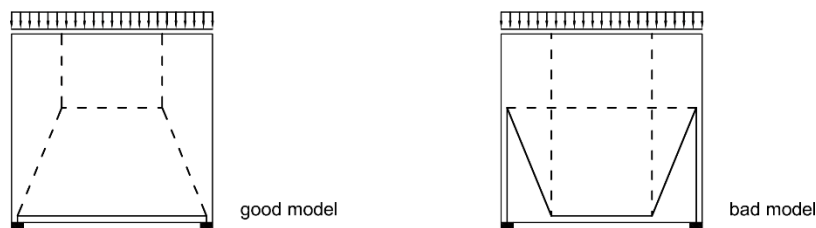


Figura II-59. Modelos propuestos con distinta eficiencia mecánica [5]

Desde el punto de vista de la eficiencia mecánica, las estructuras tienden a resistir las cargas exteriores adoptando campos de tensiones que suponen la mínima energía de deformación interna, es por ello aconsejable preferir aquellos modelos que absorben la mínima energía de deformación. Dado que la energía almacenada en los tirantes es muy superior a la que se puede acumular en las bielas de hormigón, la condición anterior se traduce en escoger aquella que requiera el menor volumen de armadura.

Por otra parte, la disposición más idónea desde el punto de vista de energía de deformación no tiene por qué coincidir con la solución más conveniente desde el punto de vista de facilidad constructiva. En este sentido debe preferirse siempre que sea posible, aquellas disposiciones en las que los tirantes den lugar a disposiciones de armado ortogonales o paralelas a los paramentos del elemento. A modo de ejemplo, la Figura II-60 muestra distintas disposiciones de armado para el caso de una ménsula corta con carga colgada, pese a que la solución (a) es menos eficiente que el resto de disposiciones es la más sencilla de ejecutar y no deja sin armadura ninguna de las esquinas de la pieza.

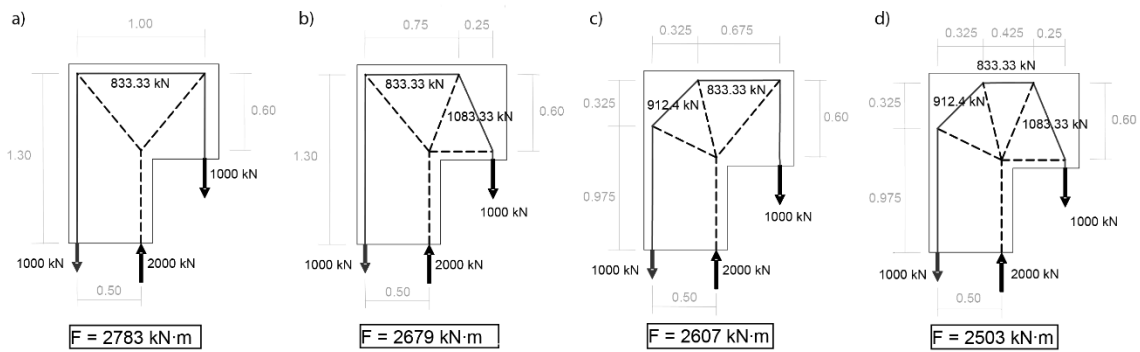


Figura II-60. Eficiencia mecánica frente a facilidad constructiva de distintos modelos de bielas y tirantes [26].

II.4.1.4 Obtención de esfuerzos en las bielas y tirantes

Tras la definición del modelo de bielas y tirantes se procede al cálculo de las fuerzas que solicitan cada una de las barras que configuran el modelo. Aquellas barras sometidas a esfuerzos de compresión constituyen las bielas, mientras que los elementos a tracción constituyen los tirantes, que representan el centro de gravedad de la armadura, tanto si ésta se dispone de forma concentrada o distribuida.

La estructura interna de bielas y tirantes definida según los criterios indicados en apartados anteriores debe ser estáticamente determinada, lo que significa que los esfuerzos en cada biela y tirante pueden ser deducidos de las ecuaciones de equilibrio de los nudos.

En los casos en los que los modelos hiperestáticos sean preferibles por su mayor aproximación al estado tensional elástico, no sería correcto aplicar las ecuaciones de compatibilidad para calcular los esfuerzos, ya que no es posible asignar a cada barra una geometría que permita calcular su rigidez. En estos casos, será necesario aplicar criterios que fijen el reparto de esfuerzos entre barras, siendo posible resolver el problema por la superposición de dos modelos estáticos determinados, asignando a cada uno de ellos una fracción de la carga aplicada. En la Figura II-61 se muestra la descomposición y el reparto de cargas propuesto por la EHE-08 [1] para una ménsula corta con carga colgada. Algunos autores, Leu et al (2006) [33] y Liang et al (2002) [34] sí proponen el cálculo de modelos de bielas y tirantes de estructuras hiperestáticas mediante el empleo de las ecuaciones de compatibilidad, donde la rigidez de cada elemento se obtiene al determinar los elementos que permanecen en el modelo tras llevar a cabo una optimización topológica.

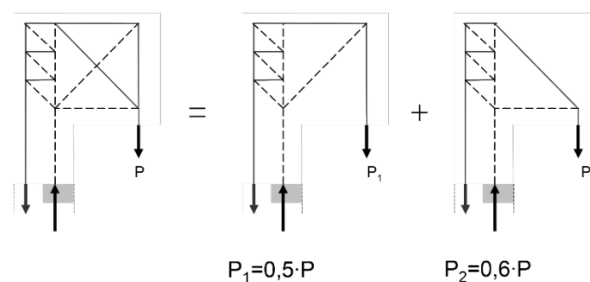


Figura II-61. Descomposición de modelo hiperestático en dos modelos estáticamente determinados [26].

II.4.1.5 Determinación del área de armadura

El área de armadura mínima que es necesario disponer en cada tirante se determina directamente a partir de la tracción del tirante. De esta forma el área de armadura mínima puede obtenerse según la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} \text{ con } f_{yd} \neq 400 \text{ MPa}$$

Siendo:

- T_d : la tracción de cálculo en el tirante
- f_{yd} : el límite elástico de cálculo del acero
- A_s : área de armadura necesaria

Para controlar de forma indirecta la fisuración en los modelos de bielas y tirantes se acota la deformación máxima del acero en estado límite último al 2 ‰, lo que justifica la limitación indicada del límite elástico de cálculo a 400 MPa.

De forma análoga, si el tirante representa a una armadura activa adherente también se debe limitar la deformación máxima del acero al valor indicado a partir del estado de neutralización. En este caso la acción del pretensado se considera como un sistema de fuerzas equivalente aplicado a la región D.

Cuando la armadura activa es no adherente, dado que el incremento de esfuerzos en esta armadura está condicionado por los desplazamientos relativos en los anclajes, no siendo posible la determinación de estos mediante el modelo de bielas y tirantes, es preferible despreciar su contribución en el modelo, limitándose a considerar el sistema de fuerzas equivalente que este armado aplica a la región D cuando el esfuerzo en la armadura es el correspondiente al valor característico de la fuerza de pretensado.

Adicionalmente, dependiendo del grado de simplificación empleado en la transformación de las acciones distribuidas que actúan en la región D y del nivel de detalle empleado en el modelo, puede ser necesario disponer armadura en determinadas zonas de la región D donde aparecen tracciones que no quedan reflejadas en el modelo. Este es el caso de las tracciones que aparecen por difusión de compresiones, generando una distribución no uniforme de presiones a lo largo de la biela que puede ser no captada por el modelo si no se ha empleado un suficiente nivel de detalle, véase Figura II-62. Estas tracciones pueden ser pequeñas y ser absorbidas por la propia resistencia a tracción del hormigón o requerir armadura transversal a las bielas.

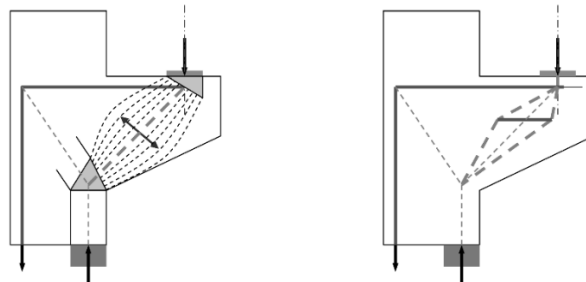


Figura II-62. Tracciones por difusión de compresiones [26].

II.4.1.6 Comprobación de bielas en el espacio bidimensional

La distribución de tensiones en una estructura de hormigón supone estados tensionales bidimensionales o tridimensionales, tanto si el elemento se encuentra fisurado como si no existe fisuración. Es por ello importante tener en cuenta las simplificaciones que se asumen al plantear un modelo de bielas y tirantes, que representa, de forma simplificada, estados tensionales mucho más complejos. Además, factores como la fisuración no paralela a la dirección del esfuerzo de compresión de la biela, o la aparición de tracciones transversales a la dirección principal de compresión reducen considerablemente la resistencia del hormigón de las bielas. De esta forma, debe verificarse que la capacidad resistente de la biela no se alcance en ninguna de sus secciones, considerándose una resistencia efectiva del hormigón que reduzca la resistencia obtenida en los ensayos de compresión simple, ya que al ser estos ensayos uniaxiales no representan el estado tensional real de las bielas.

La capacidad de una biela comprimida está fuertemente influenciada por el estado de tensiones y deformaciones transversales al campo de compresiones representado por la biela, así como por la fisuración existente. De esta forma, la capacidad resistente de las bielas viene determinada por la siguiente expresión:

$$R_d = A_c \cdot \sigma_{Rd,m\acute{a}x} \quad ; \quad \text{donde } \sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_c \cdot f_{cd}$$

Siendo:

- R_d : resistencia de cálculo de la biela
- A_c : área de la sección transversal de la biela
- $\sigma_{Rd,máx}$: compresión máxima de cálculo de la biela
- k_c : factor de eficiencia o factor reductor de la resistencia a compresión del hormigón
- f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Los principales efectos que influyen en el valor adoptado del factor reductor k_c son la fisuración y su dirección con respecto a la dirección de la biela, el confinamiento del hormigón y la duración de la aplicación de la carga.

Existen numerosas propuestas para el factor reductor de distintos autores como Marti (1985) [3], Vecchio y Collins (1986) [35], Schlaich (1987) [5], Ramírez y Breen (1991) o Bergmeister et al (1991). A continuación se resumen las propuestas incluidas en las siguientes instrucciones: EHE-08 [1], EC-2 [2] y MC-2010 [22].

II.4.1.6.1 Factores de eficiencia propuestos por la EHE-08

La instrucción española EHE-08 [1], distingue cuatro tipos de bielas:

- Bielas en zonas con estados de compresión uniaxial, como es el caso del cordón comprimido de una viga, donde la tensión máxima se limita al valor:

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{cd}$$

- Bielas con fisuras paralelas a la biela y armadura transversal suficientemente anclada, este es el caso de las fisuras provocadas por la difusión de compresiones:

$$\sigma_{Rd,máx} = 0.7 \cdot f_{cd}$$

- Bielas que transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada por armadura transversal suficientemente anclada. Esta situación se produce cuando la armadura transversal de la biela no es ortogonal a la dirección de la biela y su misión principal no es absorber las tracciones originadas por la difusión de compresiones de la propia biela. Un ejemplo de esta tipología serían las bielas comprimidas que resisten el esfuerzo cortante en vigas.

$$\sigma_{Rd,máx} = 0.6 \cdot f_{cd}$$

- Bielas comprimidas que transfieren compresiones a través de fisuras de gran abertura. Este es de las bielas que se forman para resistir los esfuerzos rasantes de las uniones entre las alas y almas de las cabezas traccionadas de las secciones en T.

$$\sigma_{Rd,máx} = 0.4 \cdot f_{cd}$$

II.4.1.6.2 Factores de eficiencia propuestos por el EC-2

El Eurocódigo 2 [2] considera dos casos para la determinación de la resistencia de cálculo de una biela de hormigón, véase Figura II-63.

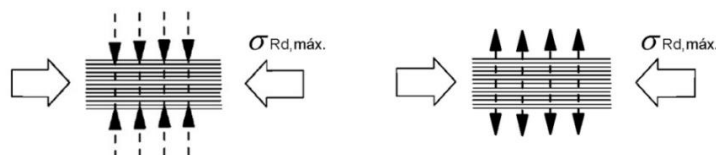


Figura II-63. (a) Bielas con compresión transversal, (b) bielas con tracción transversal

Para las bielas en las que la tensión transversal a la dirección de la biela es de compresión, o bielas en las que no existe tensión transversal a la dirección de la biela, propone una tensión máxima de cálculo igual a la resistencia a compresión de cálculo del hormigón, indicando que puede ser apropiado suponer resistencias mayores en regiones donde exista una compresión multiaxial.

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{cd}$$

En aquellas bielas de hormigón sometidas a tracciones transversales a la biela, se propone la siguiente tensión máxima:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = 0.6 \cdot \nu' \cdot f_{cd}$$

Donde: $\nu' = 1 - f_{ck}/250$

II.4.1.6.3 Factores de eficiencia propuestos por el MC-2010

El código modelo MC-2010 [22] diferencia los tres casos reflejados en la Figura II-64, a los que le asigna distintas resistencias:

1. Para estados de compresión uniaxial y para regiones con compresión transversal:

$$k_c = 1.0 \cdot \eta_{fc}$$

2. En el caso de bielas con fisuración paralela a la dirección de la compresión y armadura de tracción perpendicular a esta:

$$k_c = 0.75 \cdot \eta_{fc}$$

3. Para bielas con armadura oblicua a la biela con ángulos inferiores a 65° respecto a la dirección de compresión, por ejemplo, alma de vigas:

$$k_c = 0.55 \cdot \eta_{fc}$$

$$\text{Siendo } \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0$$

La tensión máxima de compresión obtenida según las expresiones del MC-2010 [22] puede ser incrementada en un 10% cuando exista un campo biaxial de compresiones asegurado o cuando todos los ángulos entre bielas y tirantes son superiores a 45° y el armado es dispuesto en múltiples capas.

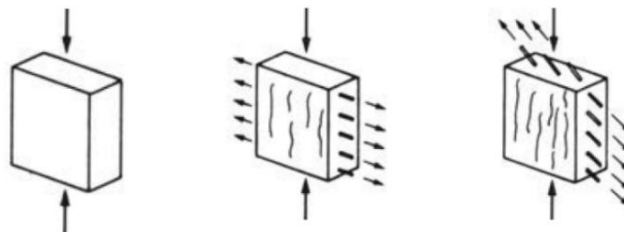


Figura II-64. Tipologías de bielas según su resistencia de cálculo establecidas en MC-2010 [22]

II.4.1.7 Comprobación de zonas nodales en el espacio bidimensional

Las zonas nodales son regiones de la estructura en las que se produce el equilibrio de esfuerzos entre bielas y tirantes, representando simplificadaamente una zona del elemento estudiado en la que el estado tensional es biaxial o triaxial.

Para la comprobación de las zonas nodales se distinguen entre aquellas zonas nodales en las que su geometría se encuentra restringida (nudos singulares) y aquellas en las que el equilibrio de esfuerzos se produce en una región suficientemente distribuida, no concentrándose las tensiones en una zona nodal con geometría restringida (nudos distribuidos). La aparición de restricciones geométricas en los nudos puede ser debida a la aplicación de una carga concentrada o a que las bielas o tirantes que se encuentran en la zona nodal presentan una geometría acotada por el borde de la región D.

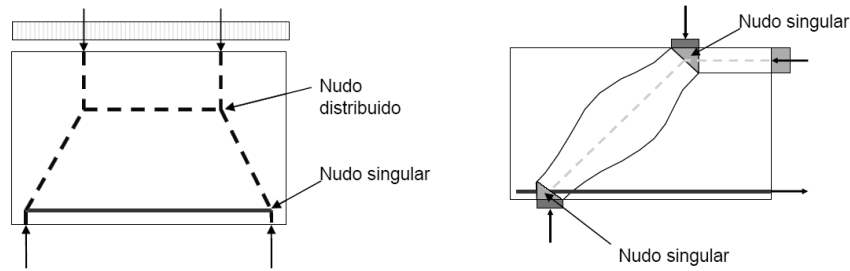


Figura II-65. Nudos singulares y nudo distribuido [26]

En el caso de los nudos singulares, la restricción geométrica puede ocasionar estados biaxiales o triaxiales de tensiones que podrían ser más desfavorables que los estados uniaxiales de las bielas que confluyen en ella, siendo necesario comprobar la capacidad resistente de la zona nodal. Los nudos distribuidos no necesitan ningún tipo de comprobación adicional.

La comprobación de la zona nodal requiere determinar su geometría, estando ésta determinada por las secciones de las bielas y los tirantes que se encuentran en el nudo. Cada biela aplica su esfuerzo sobre la zona nodal a través de un plano de contacto que configura un polígono en los casos planos o en poliedro en los casos tridimensionales. El estudio de la geometría nodal tiene una influencia decisiva en la verificación de las bielas, puesto que determina las dimensiones de las secciones más desfavorables de las bielas.

Las instrucciones de hormigón estructural clasifican las zonas nodales en dos grupos: nudos multicomprimidos y nudos con tirantes anclados.

II.4.1.7.1 Nudos multicomprimidos

En este caso la comprobación consiste en verificar que no se alcanza la condición de rotura del hormigón bajo un estado biaxial o triaxial de tensiones en ningún punto de la zona nodal.

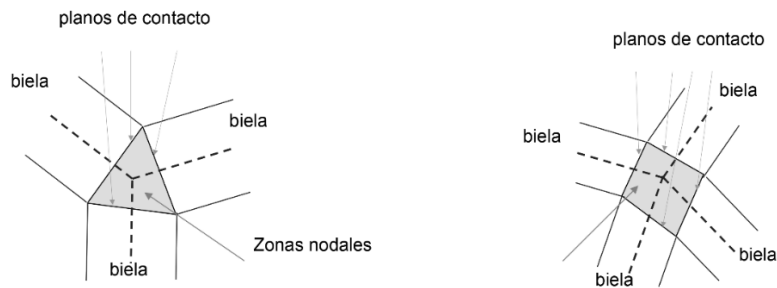


Figura II-66. Zonas nodales formadas por el encuentro de tres o cuatro bielas [26]

La instrucción EHE-08 [1] limita la tensión máxima en las zona nodales multicomprimidas al valor de cálculo de la resistencia a compresión simple del hormigón (f_{cd}) para los casos biaxiales y a un valor de $3.30 f_{cd}$ para los casos triaxiales, lo que hay que interpretar como una limitación sobre la tensión principal mayor del estado tensional que se produce en la zona nodal.

Por el contrario, las limitaciones tensionales indicadas tanto en el Eurocódigo 2 [2] como en el Código Modelo MC-2010 [22] están referidas a la tensión máxima que se puede aplicar en los bordes de la zona nodal, indicándose los siguientes valores:

- EC-2

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$\text{Siendo: } k_1 = 1.0 ; v' = 1 - f_{ck}/250$$

– MC-2010

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_c \cdot f_{cd}$$

$$\text{Siendo: } k_c = 1.0 \cdot \eta_{fc}; \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0$$

En el caso de aquellas regiones donde existen estados de compresión biaxial significativos y en zonas de apoyos o cargas puntuales si las tensiones son uniformes y el nudo est confiado adecuadamente por estribos, el Código Modelo MC-2010 permite la adopción de un valor $k_c = 1.1 \cdot \eta_{fc}$. De la misma manera el EC-2 permite aumentar los valores de cálculo de la tensión de compresión máxima resistida en un 10% cuando se garanticen las condiciones indicadas en su apartado 6.5.4.5.

Tanto el MC-2010 como el Eurocódigo 2 incluyen modelos simplificados para la estimación de resistencia del hormigón bajo estado multiaxiales de tensiones. En este sentido, el EC- 2 indica que los nudos sometidos a una compresión triaxial se pueden comprobar los nudos conforme la formulación incluida para hormigón confiado, estableciendo el siguiente límite superior a la tensión máxima de cálculo:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{cd}, \text{ recomendando } k_4 = 3$$

II.4.1.7.2 Nudos con tirantes anclados

Si el nudo está formado por bielas y tirantes, el estado tensional de la zona nodal resulta más complejo debido a la distorsión que generan las tensiones tangenciales de adherencia en la zona nodal. En este tipo de nudos es necesario asegurar el anclaje de los tirantes y la tensión máxima del hormigón teniendo en cuenta la reducción de resistencia que supone el efecto local que producen las tensiones tangenciales de adherencia.

El Eurocódigo, véase Figura II-67, diferencia dos casos: nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en una dirección y nudos con armadura dispuesta en dos direcciones, mientras que el MC-2010 [22] establece las mismas limitaciones tensionales respecto al valor máximo que puede alcanzar la compresión en el hormigón para ambos casos.

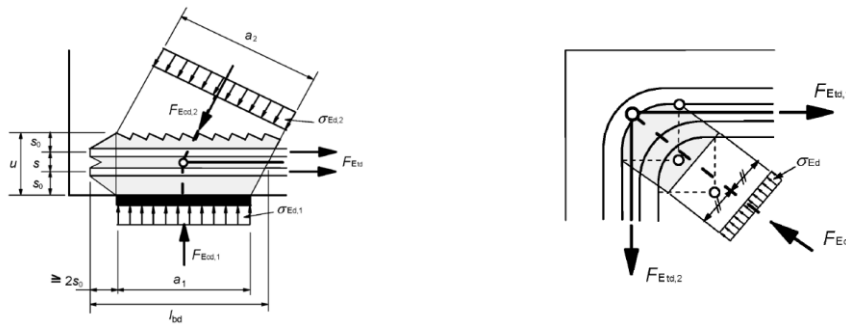


Figura II-67. (a) Nudo con armadura dispuesta en una dirección (b) Nudo con armadura dispuesta en dos direcciones [2]

– EC-2

$$\text{Tirante en una dirección: } \sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \text{ siendo } k_2 = 0.85; v' = 1 - f_{ck}/250$$

$$\text{Tirante en dos direcciones: } \sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_3 \cdot v' \cdot f_{cd} \text{ siendo } k_2 = 0.75; v' = 1 - f_{ck}/250$$

– MC-2010

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = k_c \cdot f_{cd} \text{ siendo } k_c = 0.75 \cdot \eta_{fc}; \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0$$

Donde $\sigma_{Rd,m\acute{a}x}$ es la tensión máxima de compresión que se puede aplicar en los bordes de los nudos.

La instrucción española EHE-08 limita la máxima tensión sobre cualquier sección de la zona nodal a un valor de $0.7 \cdot f_{cd}$.

La presencia de tirantes en estos nudos obliga a comprobar que no se superen las tensiones máximas de adherencia entre el tirante y el hormigón si las bielas tienen limitada su anchura. En la práctica la comprobación se establece comparando la longitud de la zona nodal en la que se produce la transferencia con la longitud de anclaje. Si esta longitud no es suficiente, será necesario que sigan desarrollándose tensiones tangenciales de adherencia por detrás de la zona nodal, generando compresiones en el hormigón que rodea la armadura. Estas compresiones se equilibrarán con las bielas que conforman el nudo.

En el caso de nudos donde los dos tirantes están formados por armadura doblada no hace falta ninguna comprobación tensional si se respetan los radios de doblado mínimo y se dispone de armadura transversal para la distribución transversal de tracciones.

II.4.2 Modelos de bielas y tirantes tridimensionales

El empleo del MBT para el diseño de regiones D bidimensionales está muy extendido, prueba de ello es el gran número de ensayos experimentales destinados a la validación del MBT en el espacio bidimensional que aparecen en la bibliografía (Ley et al. [36], Kuchma et al [37]).

Sin embargo, los modelos de bielas y tirantes tridimensionales no se encuentran muy extendidos. La falta de recomendaciones y campañas experimentales que son necesarias para ampliar el conocimiento en aspectos que no están resueltos para el caso de los modelos de bielas y tirantes tridimensionales da lugar a que el planteamiento de un modelo espacial pueda ser bastante complejo, así como la determinación de geometrías congruentes para las zonas nodales 3D

En este sentido, los criterios resistentes establecidos para la comprobación de bielas y zonas nodales incluidos en las instrucciones, así como la mayor parte de propuestas de modelos de bielas y tirantes para regiones comunes, se refieren al espacio bidimensional. Este hecho hace que las regiones D tridimensionales se suelen simplificar, en la mayoría de los casos, por modelos bidimensionales, si bien si el estado tensional no es predominantemente plano, como en el caso del punzonamiento, cargas concentradas o cálices de cimentación se deberían utilizar modelos de bielas y tirantes tridimensionales.

Los principales aspectos no resueltos en las regiones D tridimensionales son la falta de criterios resistentes aplicables a bielas y zonas nodales sometidas a campos de tensiones tridimensionales, donde los factores de eficiencia bidimensionales propuestos en las instrucciones pueden no ser extrapolables al espacio 3D, limitándose las instrucciones a proponer criterios resistentes para el caso de compresión triaxial, y la falta de criterios geométricos que permitan la definición y comprobación de las zonas nodales, donde únicamente se ha encontrado la propuesta de Chantelot y Mathern (2010) [38].

Las campañas experimentales existentes en el espacio tridimensional se centran fundamentalmente en encepados de pilotes, como las campañas realizadas por Adebar et al (1990) [39], Adebar y Zhou (1996) [40], Suzuki (2000) [41] y Gu (2009) [42]. En la Figura II-68 se muestra el modelo de bielas y tirantes tridimensional propuesto por la ACI SP-273 (2011) [43]

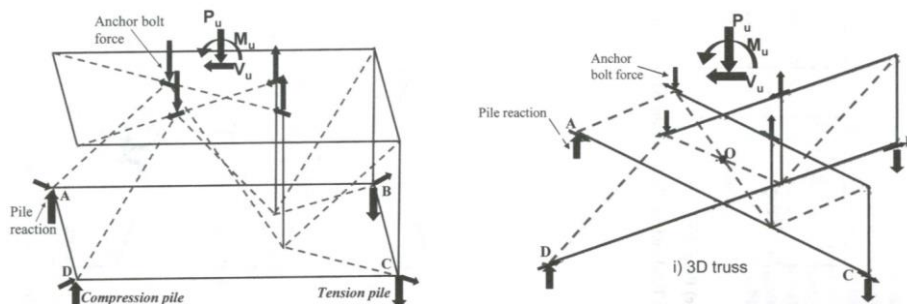


Figura II-68. Modelo de bielas y tirantes para encepado con pilotes a tracción (a) armado ortogonal (b) armado inclinado

Capítulo III - Objetivos específicos y alcance de la investigación

III.1 Objetivos específicos

El análisis de la bibliografía existente muestra las escasas campañas experimentales que se han desarrollado para el estudio del comportamiento de cálices de hormigón, centrándose gran parte de la información encontrada en la propuesta de modelos de comportamiento teóricos que tienen como objetivo, en muchos casos, la obtención del esquema de fuerzas que solicitan dichos elementos.

De acuerdo a la falta de datos experimentales expuestos, los objetivos específicos perseguidos en esta investigación se indican a continuación:

- Proponer modelos de bielas y tirantes 3D simplificados que sirvan de base para el armado de cálices de cimentación.
- Analizar el comportamiento en rotura de las distintas configuraciones de armado derivadas de los modelos de bielas y tirantes propuestos.
- Comparar la eficiencia de las distintas configuraciones de armado empleadas

Cabe destacar que, pese a la introducción de los cálices de cimentación en el cuerpo de algunas instrucciones, la normativa actual establece el esquema de fuerzas actuantes que se debe asumir en el diseño de este tipo de elementos, dejando al juicio del proyectista el diseño de estas regiones D tridimensionales. En este sentido, el presente estudio adquiere especial relevancia ya que analiza los mecanismos resistentes que se desarrollan durante el proceso de carga.

Capítulo IV - Programa experimental

El presente capítulo describe la geometría y la disposición de armado de los especímenes que constituyen el programa experimental, introduciendo los modelos de bielas y tirantes propuestos que han sido empleados su diseño. Tras la definición de los especímenes y variables a analizar se pasan a detallar la configuración del ensayo, las características de los materiales empleados y el desarrollo del programa experimental.

IV.1 Definición de los especímenes

A diferencia de otras campañas encontradas en la bibliografía donde los cálices se configuran como pedestales, estando la cavidad destinada a alojar del pilar materializada mediante muros diferenciados de la cimentación que no suelen presentar grandes espesores, en la campaña experimental que se propone se prevé la configuración de especímenes cuya cavidad quede incluida dentro del propio canto de la cimentación, conformándose muros de mayor espesor. De esta forma, los especímenes planteados permitirán representar el comportamiento de cálices de cimentación ejecutados in situ, que suelen constituirse como piezas mucho más masivas que los pedestales.

En este sentido, los parámetros que van a influir en el comportamiento de los especímenes son su geometría, que configura en sí misma la geometría de la región D de estudio, la disposición de armado empleada, que debe materializar de forma adecuada los tirantes previstos en el modelo de bielas y tirantes utilizado, y las características mecánicas de los materiales empleados.

IV.1.1 Geometría de las probetas

La campaña experimental descrita en este documento comprende un total de 10 especímenes con distintas configuraciones de armado. Estos especímenes presentan una dimensión en planta de 1.4 x 1.4 m y 1 m de canto, la cavidad destinada a alojar el pilar tiene unas dimensiones de 0.6 x 0.5 m y una profundidad de 0.6 m, tal y como puede verse en la Figura IV-1.

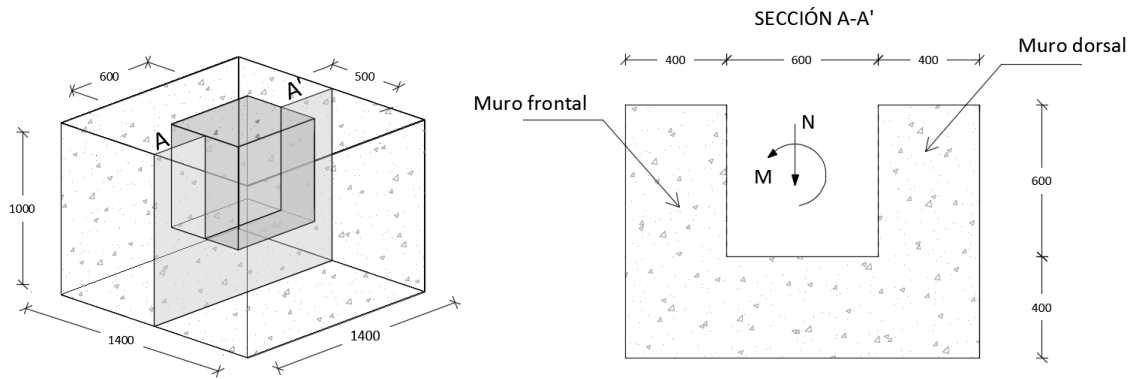
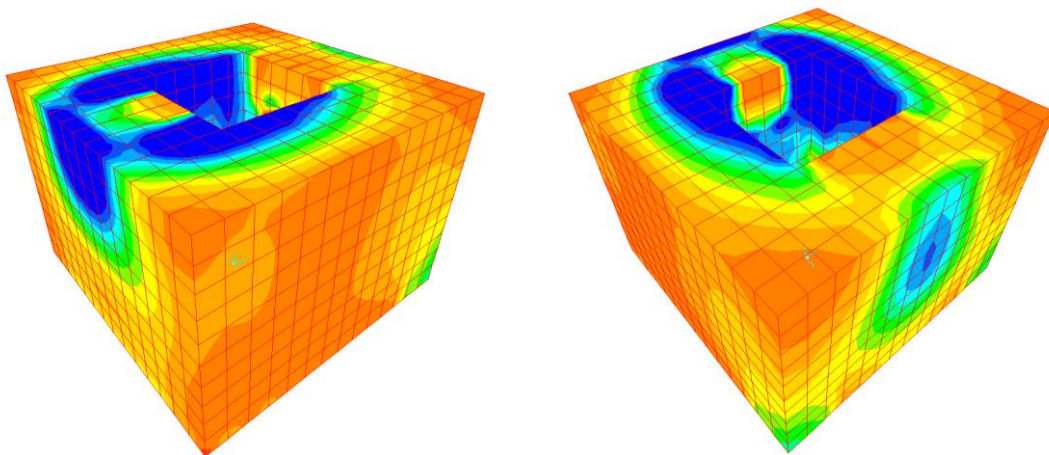


Figura IV-1. Geometría de los especímenes planteados

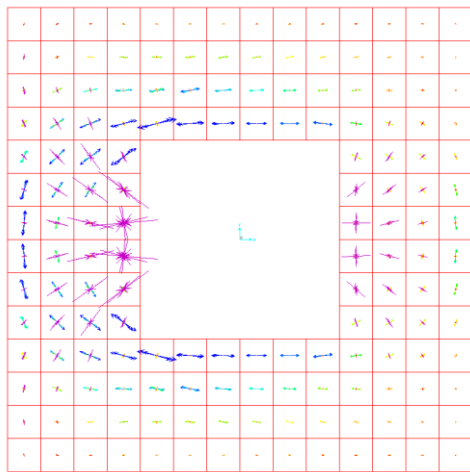
Las dimensiones indicadas configuran un cajero con muros transversales y longitudinales de 0.4 y 0.45 m de espesor que se consideran suficientes para permitir la difusión de las acciones que se van a introducir en el ensayo y para representar el comportamiento tridimensional que presentan los cálices de cimentación. Las dimensiones del hueco permiten alojar el pilar con el que se va a introducir las cargas a las paredes interiores del cálix, así como la instrumentación necesaria para el registro de las magnitudes de éstas.

IV.1.2 Modelos de bielas y tirantes propuestos

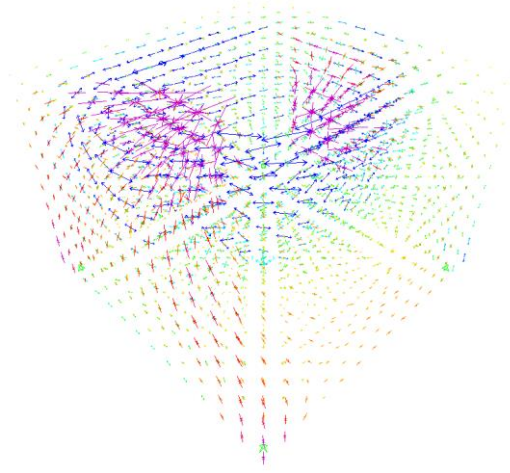
Antes de realizar la propuesta de los modelos de bielas y tirantes que sirvieron de base para el armado de los diferentes especímenes se realizó un análisis elástico y lineal mediante elementos finitos con el programa SAP2000 con el objetivo de mejorar el entendimiento de los mecanismos de transmisión de acciones que se producen en régimen elástico y lineal. Tal y como se muestra en la Figura IV-2, la aplicación de un esquema de cargas como el reflejado en la Figura IV-3 genera un flujo de tracciones que se concentra alrededor del hueco, así como tracciones en los paramentos exteriores de los muros transversales dorsal y frontal, véase identificación de los muros en la Figura IV-1, debido a la difusión de las cargas introducidas en el modelo.



a) Tensiones máximas, vista cara superior y muro frontal b) Tensiones máximas, vista cara superior y muro dorsal



a) Tensiones principales cara superior



b) Tensiones principales vista 3D

Figura IV-2. Ejemplos de los resultados obtenidos en SAP2000

Dado que entre los objetivos de la investigación no se encuentra el análisis del comportamiento de la conexión pilar-cáliz, se optó por fijar la posición de las fuerzas actuantes sobre las paredes interiores del hueco del cáliz de forma que sirvieran de punto de partida para la propuesta de los modelos de bielas y tirantes. El esquema de fuerzas adoptado fue el indicado en la Figura IV-3.

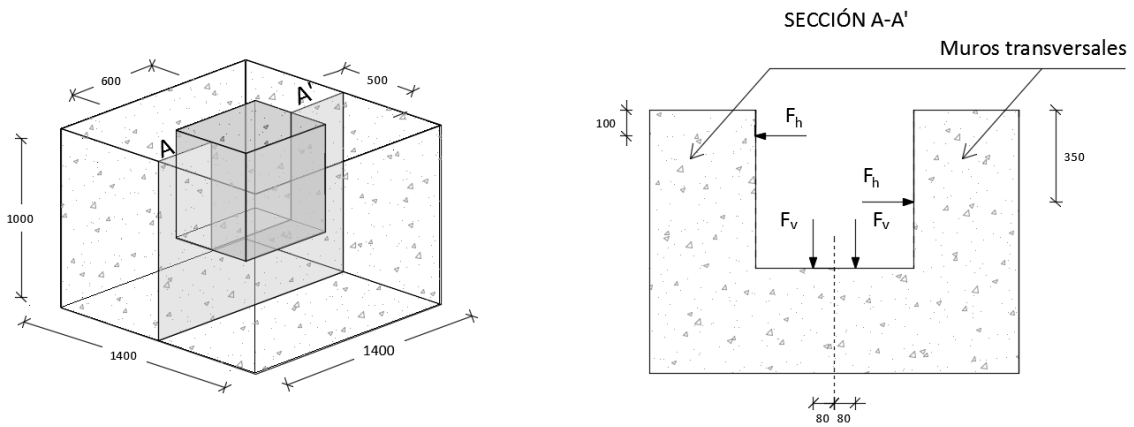


Figura IV-3. Esquema de fuerzas adoptado para la campaña experimental

El diseño de los especímenes se abordó a partir de la propuesta de los 3 modelos de bielas y tirantes simplificados que quedan reflejados en la Figura IV-4. El primero de los modelos (MBT1) supone una transmisión de la componente superior del par de fuerzas interno provocado por el pilar del muro frontal al muro dorsal, quedando este muro sometido a flexión negativa, con tracciones en la cara exterior y compresiones en la cara interior. El segundo modelo propuesto (MBT2) asume el comportamiento a flexión de los dos muros transversales, de forma que la fuerza horizontal transmitida por cada muro es equilibrada bajo el hueco del cáliz. El último de los modelos propuestos (MBT3) refleja la transmisión de la componente inferior del par de fuerzas transmitido por el pilar del muro dorsal al muro frontal, quedando el muro frontal solicitado a flexión positiva, con tracciones en la cara interna y compresiones en la cara exterior. En el Anexo 1 puede consultarse el esquema de cargas para el que se diseñaron los especímenes, así como la determinación del armado de los especímenes X2, X3 y X7 que se corresponden con los modelos MBT1, MBT2 y MB3 respectivamente

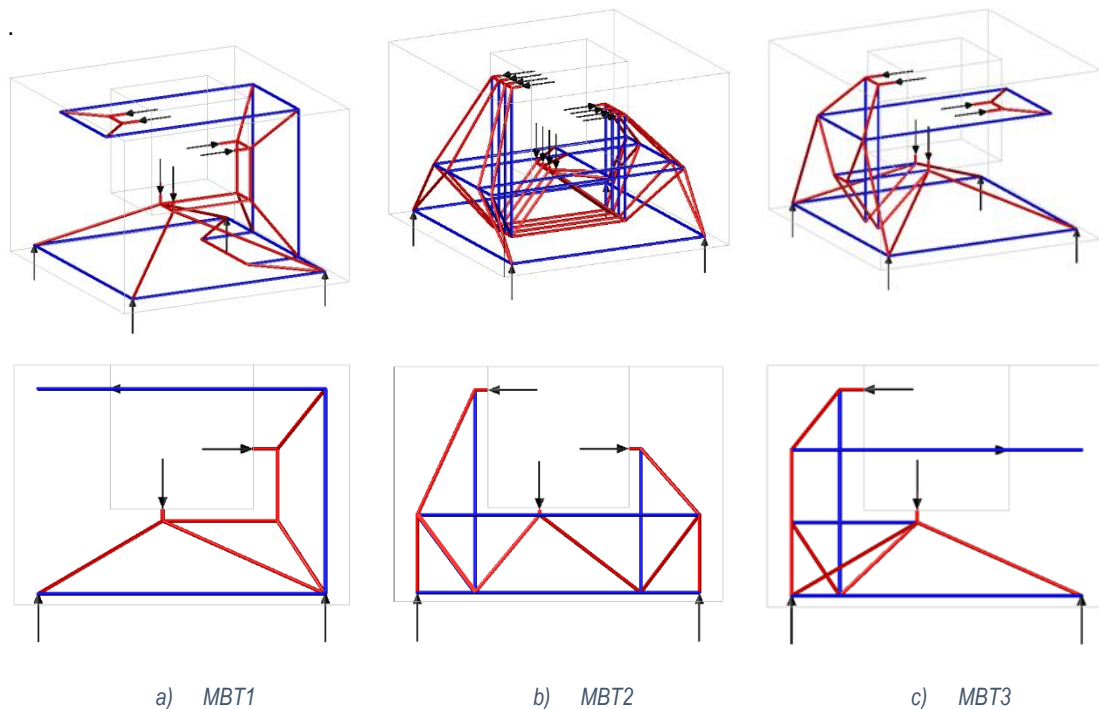


Figura IV-4. Modelos de bielas y tirantes 3D simplificados propuestos para cálices de cimentación

IV.1.3 Configuraciones de armado

Durante la campaña experimental se plantearon 10 configuraciones de armado distintas. El primer espécimen se planteó con una disposición de armado que no queda justificada por ninguno de los modelos de bielas y tirantes descritos en el apartado IV.1.2. La disposición de armado elegida para esta pieza se basó en una configuración de armado que es habitual en cálices hormigonados in situ (Figura IV-6) que se caracteriza por una parrilla inferior y cercos alrededor del hueco del cáliz. En este caso se suplementó este armado con cercos en el contorno exterior de la pieza, véase Figura IV-5. Respecto a la cuantía de su armado, esta probeta se diseñó con una cuantía de armado baja (Tabla IV-1), que permitió asimilar el comportamiento de ésta al que presentaría una pieza de hormigón en masa. La configuración de armado de todos los especímenes queda detallada en el Anexo 2.

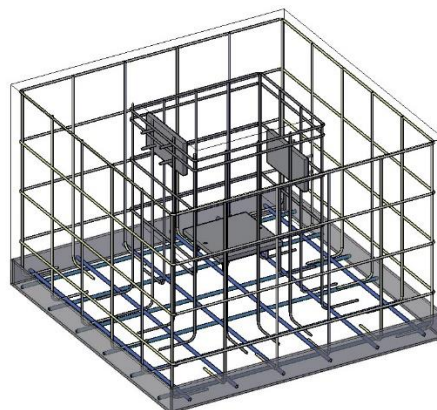


Figura IV-5. Configuración de armado del primer espécimen (X1).

La disposición de armado de las 9 probetas restantes de la campaña experimental se planteó a partir de los modelos de bielas y tirantes propuestos en el apartado IV.1.2. En este sentido, 3 de estas 9 probetas (piezas X2, X3 y X7) representan los tres modelos de bielas y tirantes planteados, quedando las 6 piezas restantes configuradas a partir de combinaciones de las anteriores. La disposición de armado de estos especímenes queda reflejada en la Figura IV-7, donde no se ha representado la armadura secundaria que

estaría constituida por cercos alrededor del contorno del hueco y del contorno exterior de la pieza, siguiendo la configuración de armado del primer espécimen, véase detalle de armado en el Anexo 2.

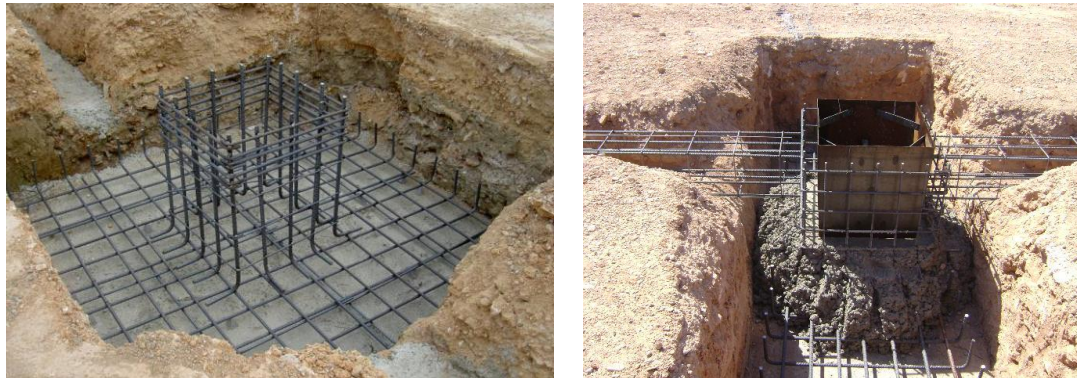
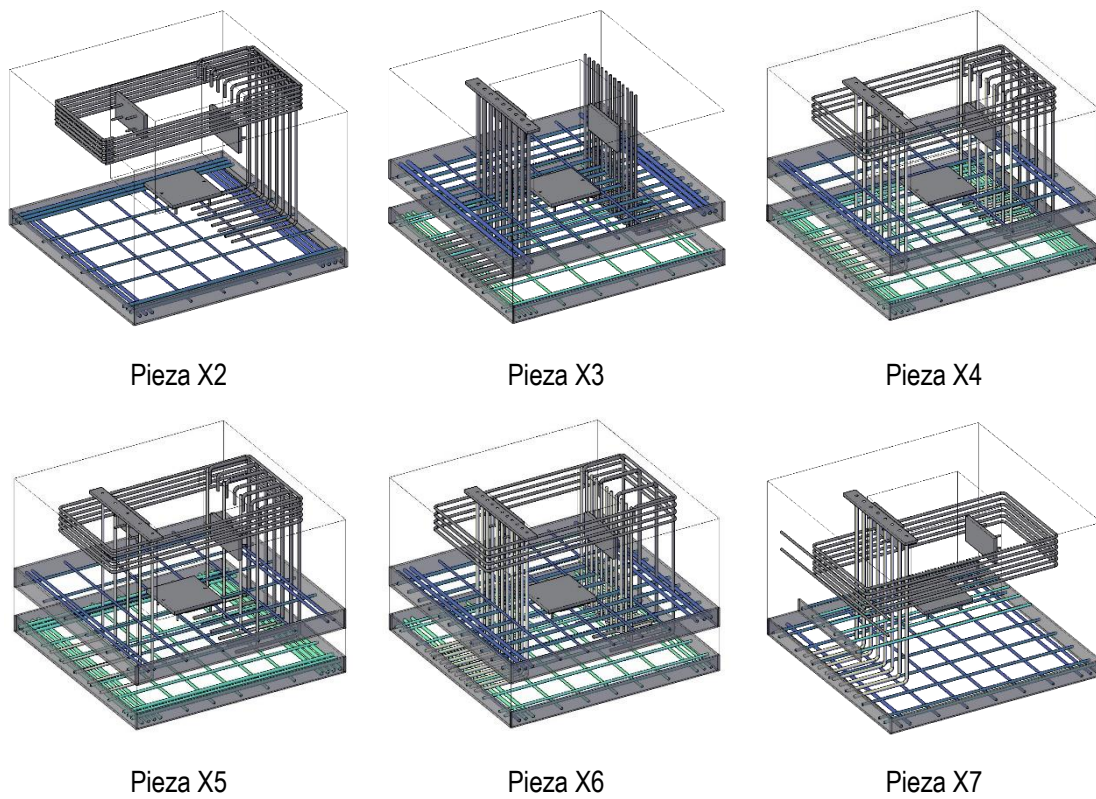


Figura IV-6. Disposición de armado frecuente en cálices ejecutados in situ



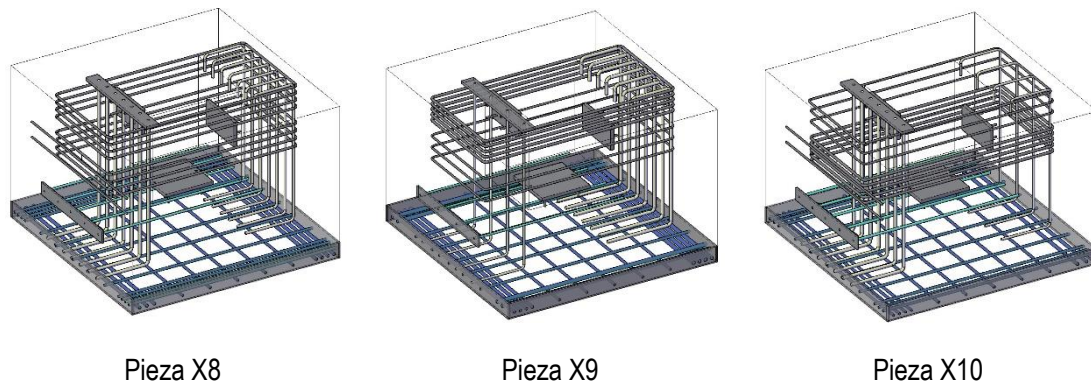


Figura IV-7. Configuración de armado de los especímenes

Id pieza	% MBT1	% MBT2	% MBT3	armadura total (kg)	armadura secundaria (kg) ¹⁰
X1	Armado no justificado por MBT			43	-
X2	100	-	-	124	28
X3	-	100	-	142	25
X4	50	50	-	132	25
X5	80	20	-	133	25
X6	20	80	-	135	25
X7	-	-	100	99	25
X8	50	50	-	105	25
X9	80	20	-	119	25
X10	20	80	-	105	25

Tabla IV-1. Justificación del armado de los especímenes y cuantías de armado

IV.2 Configuración de los ensayos

Dado el objetivo de la campaña experimental no es el comportamiento de la unión pilar-cáliz se substituyó la aplicación de la carga mediante un pilar de hormigón prefabricado por un pilar metálico que permitió su reutilización en los distintos especímenes ensayados, véase el detalle del pilar empleado en la Figura IV-9. La materialización del esquema de cargas propuesto en la Figura IV-3 se materializó a partir de chapas metálicas que permitieron fijar la posición de los puntos de contacto entre el pilar y las paredes interiores del cáliz. En la Figura IV-8 puede observarse las chapas que se dejaron embebidas durante el hormigonado de la pieza y las chapas que se atornillaron posteriormente a estas para colocar los transductores de fuerza que permitieron registrar las fuerzas en los contactos.

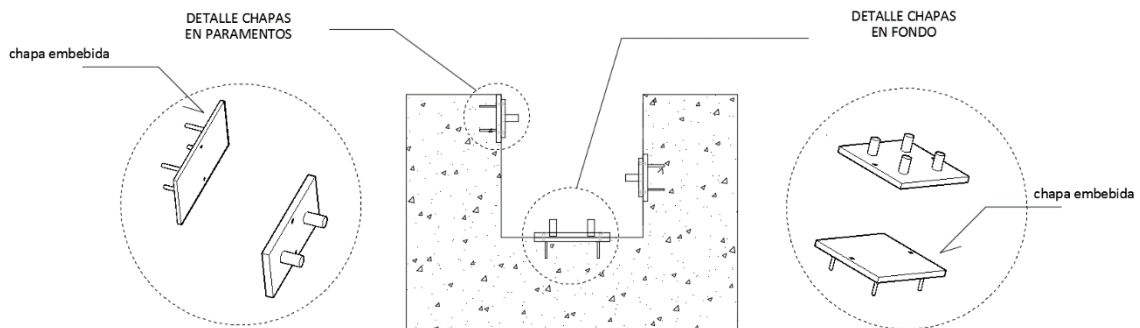


Figura IV-8. Esquema de chapas utilizado en los puntos de contacto entre el pilar y las paredes interiores del cáliz

¹⁰ Armadura secundaria no representada en la Figura IV-7

Para asegurar un contacto adecuado entre el pilar y las paredes del cáliz se emplearon chapas curvas que se engrasaron antes de cada ensayo con polvo de grafito para reducir la fricción en los contactos (Figura IV-9). Para reducir el rozamiento en la base del pilar se emplearon 4 láminas de teflón cuadradas de 120 mm de lado y 5 mm de espesor, véase detalle en la Figura IV-10.

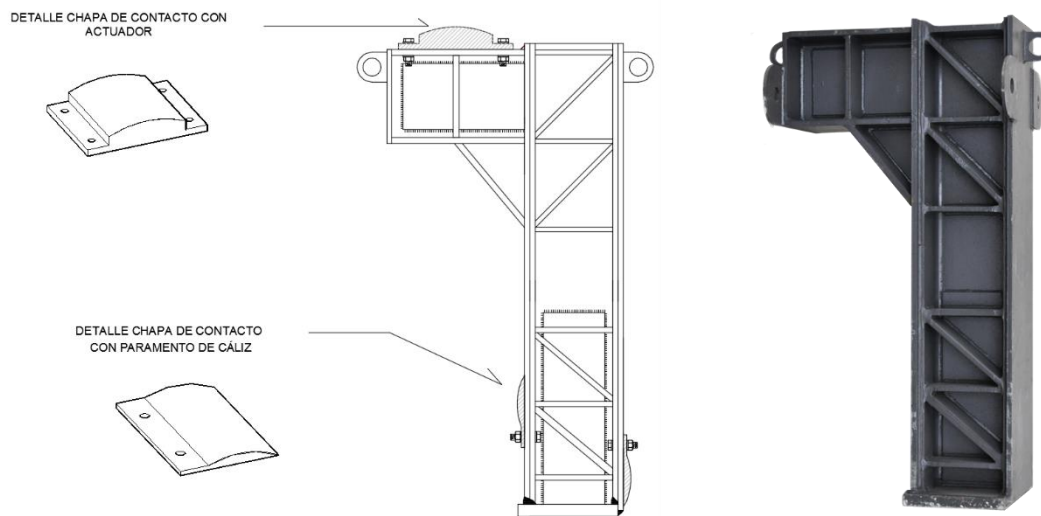


Figura IV-9. Detalle del pilar empleado y chapas de contacto

Pese a que los cálizs suelen ser cimentaciones directas, la dificultad de asegurar un contacto adecuado en un conjunto de puntos distribuidos a lo largo de la base los especímenes durante el proceso de carga, así como su nivelación y monitorización, y las incertidumbres que esto podría generar respecto al control de la magnitud y posición de las reacciones, se optó por apoyar el cáliz en 4 puntos, quedando determinados los puntos de paso de las reacciones de los modelos de bielas y tirantes. Estos apoyos se materializaron, tal y como se refleja en la Figura IV-11, mediante una lámina de teflón de 120x120x5 mm sobre la que se apoyaba una lámina de acero inoxidable pulido y un taco de neopreno de 150x150x20 mm, quedando este último en contacto con la base de la pieza.



Figura IV-10. Detalle del utillaje empleado en el interior del hueco del cáliz

Para evitar el desplazamiento de los especímenes durante el proceso de carga, debido a la aparición de acciones horizontales por la inclinación del pilar utilizado para la aplicación de la misma, se emplearon topes constituidos por chapas metálicas que coartaban el desplazamiento longitudinal y transversal de las piezas, véase la Figura IV-11 y la Figura IV-12. Estos topes fueron convenientemente instrumentados para determinar la reacción horizontal introducida.

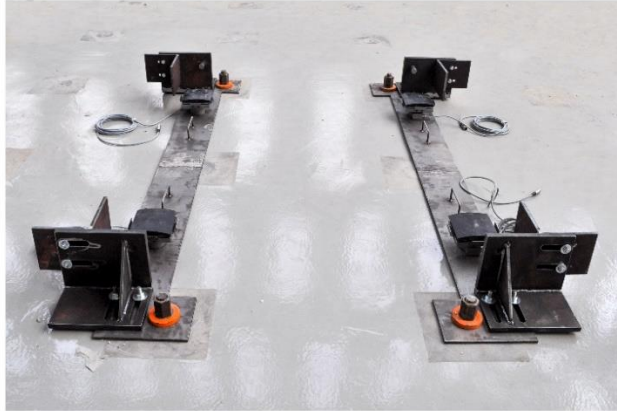
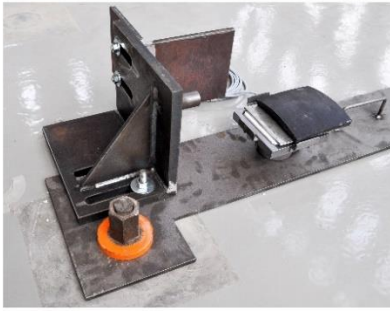


Figura IV-11. Detalle del apoyo de las probetas y topes

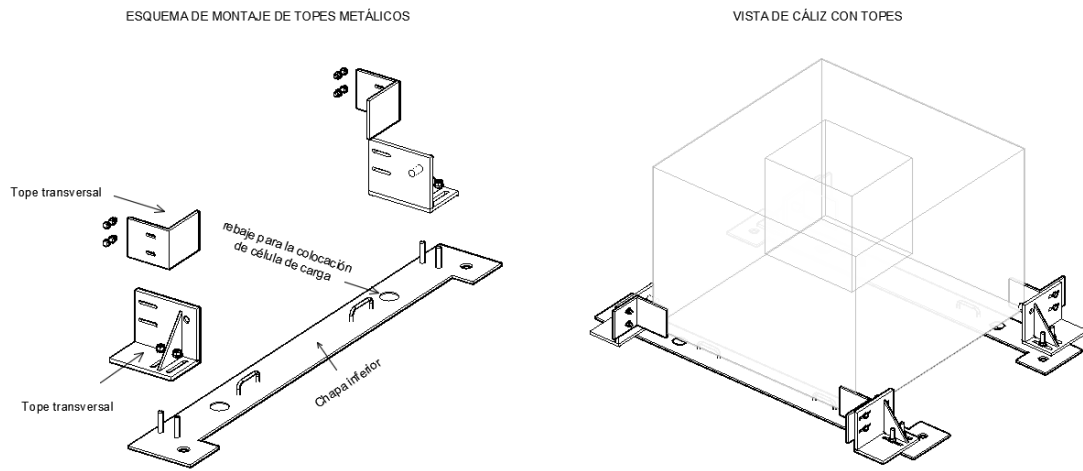


Figura IV-12. Detalle de los topes empleados para coartar los desplazamientos de la pieza

La configuración completa del ensayo puede observarse en la Figura IV-13



Figura IV-13. Vista general del ensayo

IV.3 Instrumentación y equipos

En este apartado se describe el equipo utilizado para la aplicación de la carga en el ensayo, así como la instrumentación utilizada y el equipo de adquisición de datos

IV.3.1 Aplicación de la carga

La aplicación de la carga fue llevada a cabo mediante un actuador hidráulico de 2500 kN accionado por un grupo de presión de doble efecto de 250 bares. El proceso de carga fue realizado mediante control por desplazamiento, de forma que la velocidad de deformación de las piezas fue constante durante el ensayo. Este procedimiento permite captar el comportamiento post-pico de la probeta en los ensayos y fue llevado a cabo mediante el empleo de un encoder unido solidariamente al émbolo del actuador, véase Figura IV-14.



Figura IV-14. Vista del actuador hidráulico y encoder

IV.3.2 Medición de fuerzas

El control de la carga actuante durante el ensayo fue llevado a cabo mediante un transductor de fuerza C6A de 2000 kN de la empresa HBM (Figura IV-15a), así como por 2 transductores de presión tipo Druck que medían la presión del circuito hidráulico.

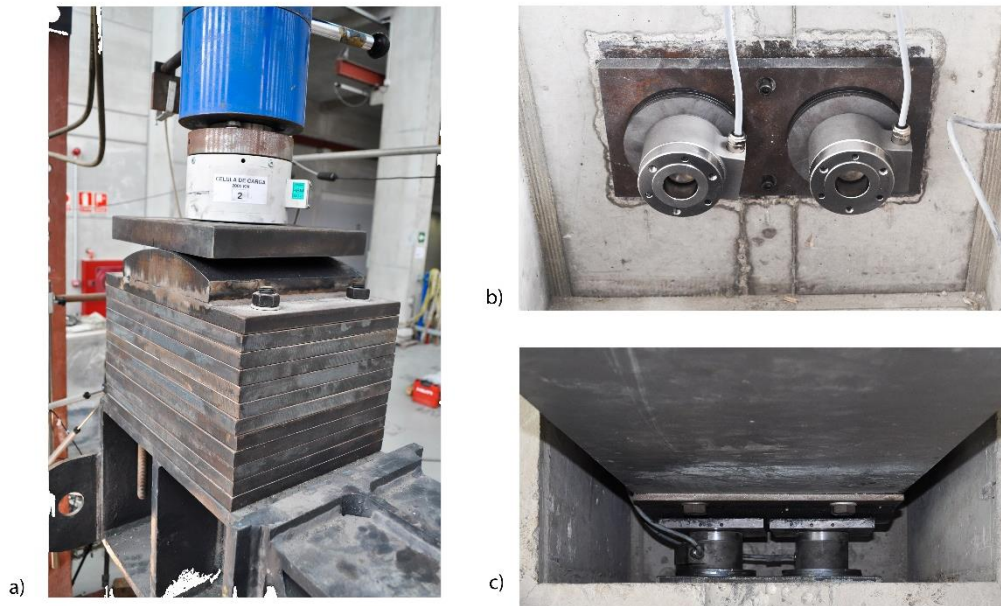


Figura IV-15. a) Célula C6A 2000 de kN acoplada al actuador, b) y c) Células C6A de 500 kN en paredes internas del cáliz

El control del sistema de fuerzas que el pilar introducía en el cáliz, así como las reacciones en los apoyos y en los topes, fue registrado por 16 transductores de fuerza tipo C6A de 500 kN (Figura IV-16), distribuidos de la siguiente forma:

- 8 transductores en el interior del hueco para determinar el sistema de cargas introducido por el pilar.
- 4 transductores en cada uno de los apoyos de la probeta.
- 4 transductores en los 4 topes ubicados en las esquinas.

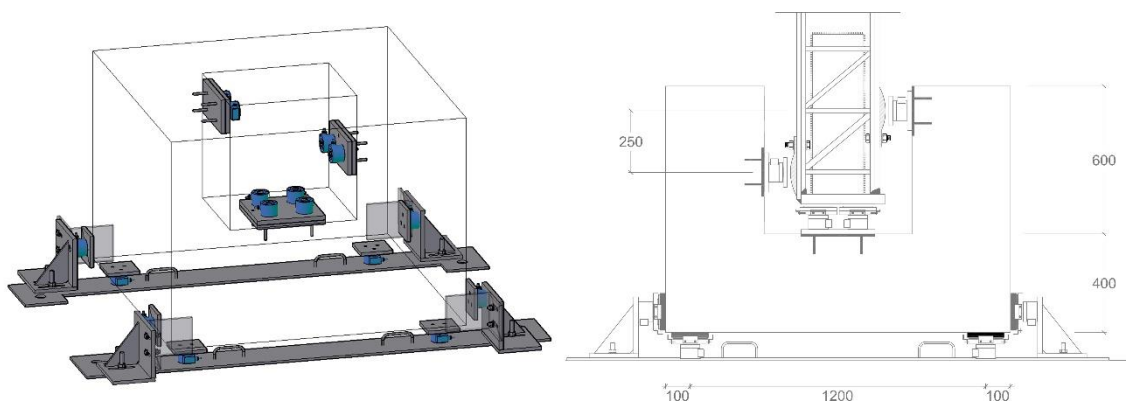


Figura IV-16. Esquema de células de carga empleadas para el control de las acciones aplicadas sobre los especímenes

IV.3.3 Medición de desplazamientos y deformaciones medias

Durante la campaña experimental se emplearon 10 transductores de desplazamiento, distribuidos tal y como se indica en la Figura IV-17. Para el control de los desplazamientos se emplearon 6 transductores de desplazamiento, 2 de ellos se destinaron al control de los movimientos de los especímenes y los 4 restantes monitorizaron el desplazamiento del pilar durante el proceso de carga. Para tener una medida de las deformaciones medias en las proximidades de las esquinas interiores del cáliz se emplearon 4 captadores de desplazamiento adicionales.

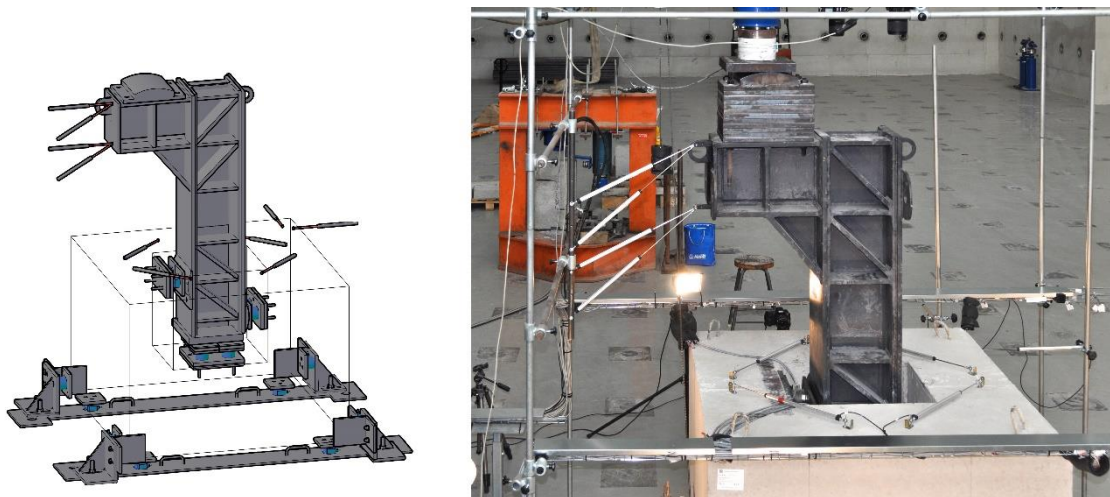


Figura IV-17. Esquema de captadores de desplazamientos utilizado

IV.3.4 Medición de deformaciones en la armadura

Para poder determinar los mecanismos resistentes que se movilizan en el cáliz durante el ensayo, y poder así comprobar si habían sido adecuadas las hipótesis de comportamiento adoptadas en los distintos modelos de bielas y tirantes propuestos, se procedió a la instrumentación de la armadura mediante galgas extensométricas, de 3 mm de longitud, del tipo 3/120 LY41-3L-2M de HBM. El número de galgas empleadas en cada uno de los especímenes puede verse en la Tabla IV-2. A modo de ejemplo, la Figura IV-18 recoge la distribución de galgas empleada en la pieza X2, la disposición de galgas en el resto de especímenes puede consultarse en el Anexo 2.

Id Pieza	Distribución de galgas en la pieza									n° total	Leyenda
	PI	PS	TH	M2F	M1F	M2E	CS	CI	CC		
X1	18	-	-	8	4	-	-	-	22	52	PI: Parrilla inferior
X2	24	-	-	-	-	18	24	-	-	66	CS: Cercos superiores
X3	24	19	-	10	15	-	-	-	-	68	M2E: Vertical exterior muro1
X4	18	17	-	8	12	12	24	-	-	91	M1F: Flexión muro frontal
X5	18	18	-	8	9	10	24	-	-	87	M2F: Flexión muro dorsal
X6	18	20	-	10	15	12	16	-	-	91	PS: Parrilla superior
X7	18	-	12	8	12	-	-	28	-	78	TH: Tirante horizontal
X8	18	-	10	6	9	8	16	16	-	83	CI: Cercos intermedios
X9	18	-	8	6	9	6	24	16	-	87	CC: Cercos en contornos
X10	18	-	10	6	9	6	16	24	-	89	

Tabla IV-2. Distribución de galgas en los distintos especímenes

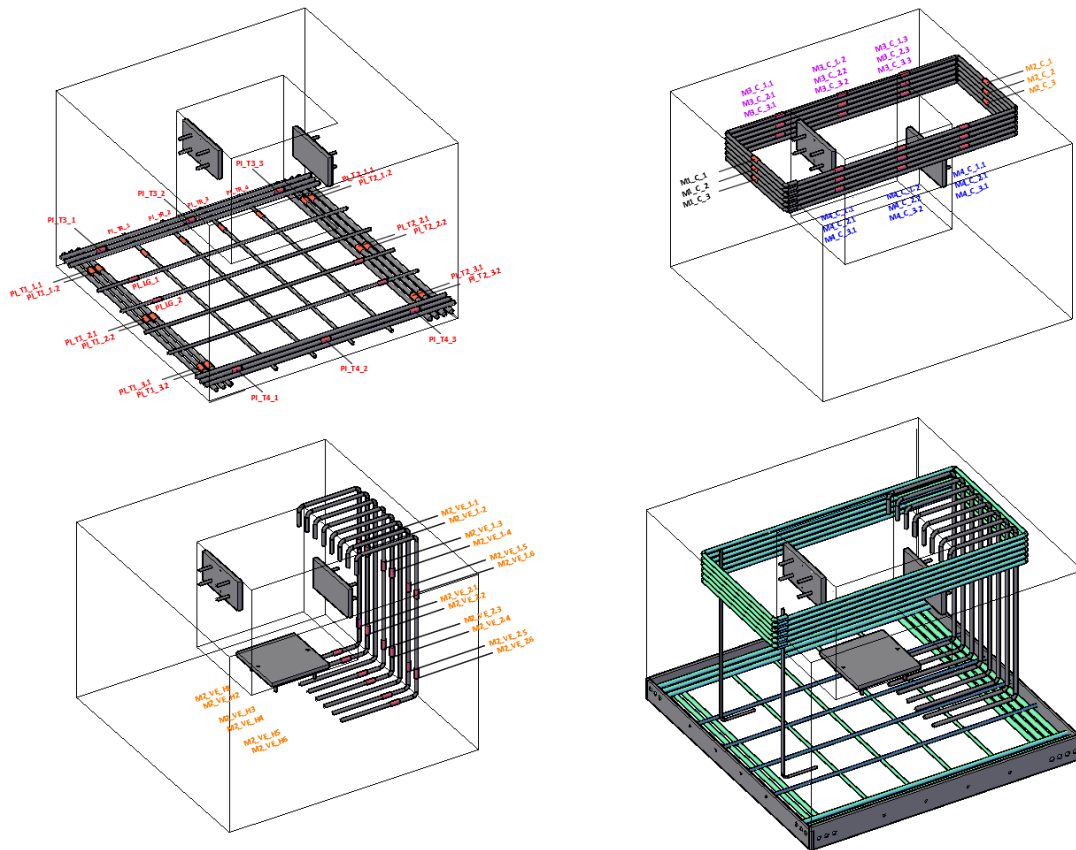


Figura IV-18. Distribución de galgas en la pieza X2

IV.3.5 Seguimiento del ensayo mediante cámaras fotográficas DSLR

Para el seguimiento del ensayo se han empleado 6 cámaras DSLR digitales. Se utilizaron 4 Canon EOS 5D Mark II para control de las caras laterales de los cálces y 2 cámaras DSLR de Nikon, una Nikon D90 y una Nikon D7000, para registrar la cara superior de las piezas. Las imágenes capturadas por las cámaras permiten ver la evolución del patrón de fisuración durante los ensayos.

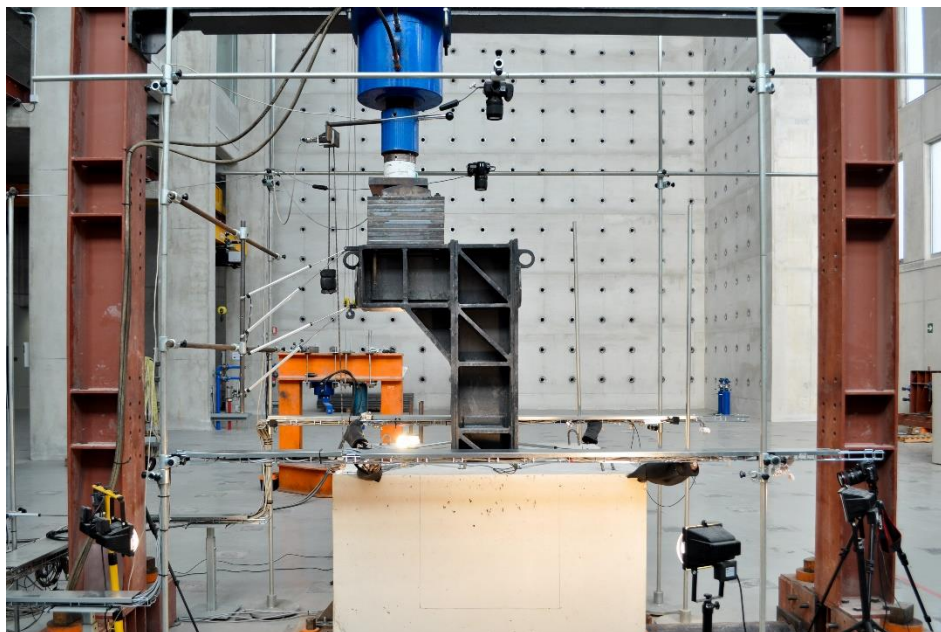


Figura IV-19. Ubicación de cámaras DSLR para la obtención de una vista cenital

IV.3.6 Equipo de adquisición de datos

Para la adquisición de datos se emplean dos equipos FieldPoint de National Instruments modulares con una capacidad de adquisición de datos de hasta 136 canales, donde se conectaron los transductores y las bandas extensométricas empleadas. El registro y monitorización de la instrumentación empleada fue llevada a cabo mediante la aplicación CEAD (Control de Equipos de Adquisición de Datos) desarrollada en LabView por el personal del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València.

IV.4 Propiedades de los materiales

IV.4.1 Hormigón

La fabricación de los especímenes se realizó en las instalaciones de la planta de elementos prefabricados que la empresa PACADAR posee en Buñol. El hormigón necesario para los especímenes fue suministrado por la propia PACADAR, siendo necesario realizar 2 amasadas para el hormigonado de cada pieza.

En control del hormigón se ha llevado a cabo mediante ensayos de resistencia a compresión simple, efectuados el mismo día del ensayo, de probetas cilíndricas, y en su caso cúbicas (Figura IV-20), almacenadas en las mismas condiciones que los cálices. En los casos en los que se ha dispuesto un número suficiente de probetas para caracterizar la resistencia a compresión se han realizado adicionalmente ensayos de tracción indirecta. La tabla Tabla IV-3 resume los datos obtenidos en los ensayos.



Figura IV-20. Probetas para el control de resistencia del hormigón

Id. pieza	Resistencia a compresión en probeta cilíndrica (MPa)					Resistencia a compresión en probeta cúbica (MPa)						Ensayo de tracción indirecta (MPa)				
	\bar{f}_c														\bar{f}_{ct}	
X1	27.5	28.3	26.6	28.3	27.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
X2	29.1	25.5	28.8	28.6	28.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
X3	28.3	26.9	27.2	27.2	27.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
X4	51.6	46.3	54.9	53.8	51.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
X5	29.4	26.9	15	14.4	21.4	-	-	-	-	-	-	2.6	1.5	-	-	2.07
X6	33.6	43.9	41.4	41.4	42.2	-	-	-	-	-	-	4.9	3.5	-	-	4.16
X7	47.1	47.7	44.4	33.3	43.1	53	51.5	50	36.3	36.8	36.8	3.2	3.0	-	-	3.09
X8	47.1	47.7	-	-	47.4	46.1	52	52	50.5	47.5	52	4.2	3.6	3.5	3.1	3.60
X9	53	53.5	-	-	53.3	54.0	56.4	55.4	55.4	54.9	54.0	4.2	4.0	4.8	4.6	4.40
X10	29.7	28.6	-	-	29.2	33.8	27.0	30.4	33.8	33.4	31.9	2.63	2.70	2.70	2.84	2.72

Tabla IV-3. Resumen de resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple del hormigón

IV.4.2 Acero

El acero empleado en las barras corrugadas fue de calidad B500S. Dado que la fabricación de las piezas se dividió en 3 series, se determinó las características mecánicas de las barras mediante el ensayo de dos barras por diámetro y serie ensayada.

Id. pieza	Límite elástico f_y (MPa)					Tensión de rotura f_u (MPa)				
	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20
X1, X2, X3	537.9	541.3	544.7	547.0	550.8	659.3	677.0	653.2	667.3	658.2
X4, X5, X6	548.5	531.5	549.1	544.9	557.7	676.4	660.1	654.5	664.4	674.4
X7,X8, X9, X10	542.4	532.7	538.9	541.1	534.8	678.8	657.1	646.9	652.0	661.2

Tabla IV-4. Características mecánicas del acero

IV.5 Desarrollo del Programa experimental

En el presente apartado se resumen las principales tareas que se han desarrollado durante el programa experimental.

IV.5.1 Fabricación e instrumentación de los especímenes

La fabricación de los especímenes se ha realizado en las instalaciones de la planta de elementos prefabricados que la empresa PACADAR posee en Buñol. La fabricación supuso el traslado de personal técnico a sus instalaciones para realizar las labores de instrumentación de la armadura los especímenes y la supervisión del proceso de hormigonado.

La instrumentación de la ferralla fue realizada a partir de los planos reflejados en el Anexo 3, el proceso de instrumentación del armado puede resumirse en las siguientes labores:

1. Marcado de los puntos donde se van a colocar las galgas extensométricas.
2. Eliminación de las corrugas mediante amoladora eléctrica.
3. Pulido de la superficie y limpieza mediante acetona.
4. Pegado de galga con pegamento Z70 de HBM.
5. Colocación de bridas para la sujeción de los cables de las galgas extensométricas, evitando posibles afecciones en la galga por tirones.
6. Etiquetado del cable de cada galga para su posterior identificación.
7. Protección de galga frente a la humedad y los impactos mediante la aplicación de masilla AK22 de HBM.
8. Agrupación de cables y embolsado para protegerlos durante el hormigonado.

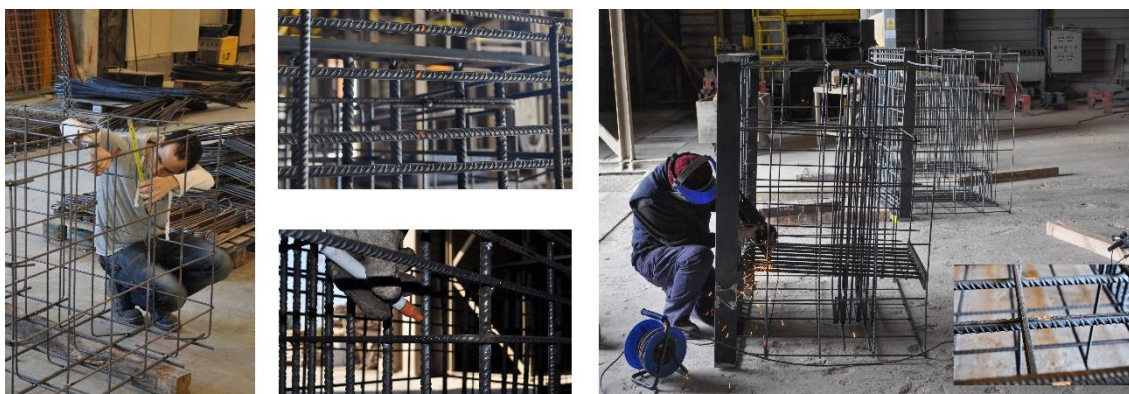


Figura IV-21. Marcado de puntos a instrumentar y eliminación de corrugas



Figura IV-22. Pulido, pegado de galgas, colocación de bridas e identificación de cables



Figura IV-23. Detalle masilla AK22, protección de galgas y distribución y embolsado de cables

Tras las labores de instrumentación, el encofrado y hormigonado fue llevado a cabo por personal de la empresa PACADAR, véase la Figura IV-24 y la Figura IV-25.



Figura IV-24. Encofrado de los especímenes



Figura IV-25. Hormigonado y especímenes

IV.5.2 Preparación del ensayo

La preparación del ensayo puede resumirse en las siguientes tareas:

- Posicionamiento de los apoyos, colocación de los especímenes y fijación de topes (Figura IV-26)

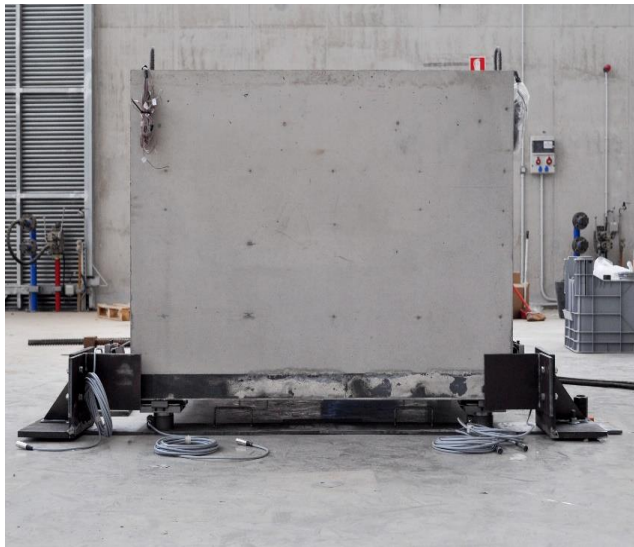


Figura IV-26. Posicionamiento de especímenes y detalle de topes en esquinas

- Colocación de chapas y transductores de fuerza en el interior del hueco del cáliz (Figura IV-10 y Figura IV-27)



Figura IV-27. Vista del interior del cáliz antes del posicionamiento del pilar

- Posicionamiento del pilar y ubicación del actuador hidráulico (Figura IV-28)



Figura IV-28. Posicionamiento del pilar

- Posicionamiento de los transductores de desplazamiento y colocación de las bandejas donde se ubican los alargadores que permiten la conexión de la instrumentación al equipo de adquisición de datos (Figura IV-29)



Figura IV-29. Colocación de captadores y bandejas de conexión

- Conexión de galgas extensométricas, transductores de desplazamiento y transductores de fuerza a los alargadores ubicados en las bandejas (Figura IV-30)



Figura IV-30. Detalle de bandejas y cableado

- Conexión de los alargadores a la mesa donde se ubica el sistema de adquisición de datos (Figura IV-31)

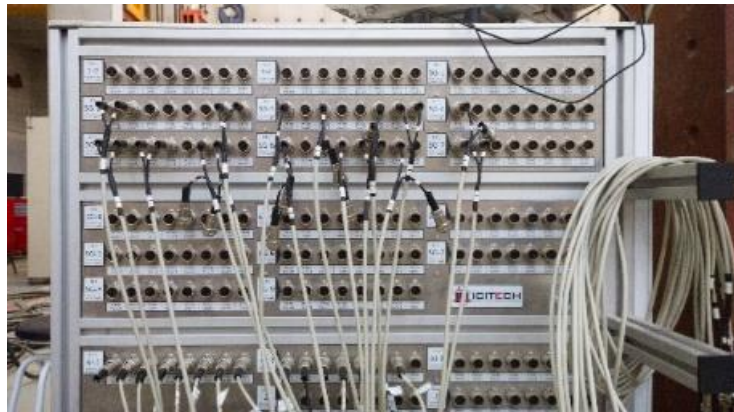


Figura IV-31. Detalle del panel de conexiones de la mesa de ensayos

- Configuración de los canales conectados en la aplicación CEAD, que es la encargada de registrar los valores medidos por la instrumentación durante el ensayo
- Colocación de focos y cámaras DSLR (Figura IV-32)

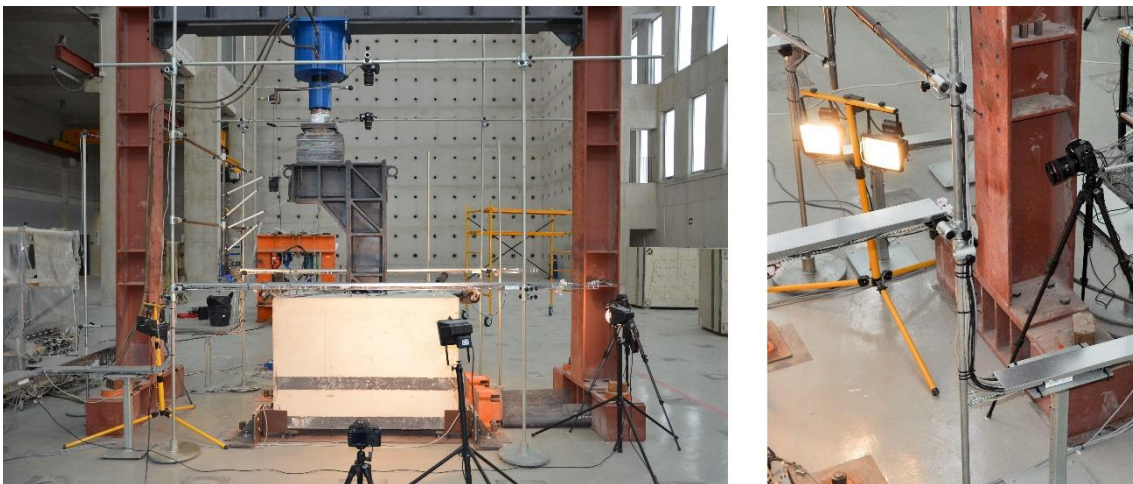


Figura IV-32. Detalle del posicionamiento de cámaras y focos

IV.5.3 Realización del ensayo



Figura IV-33. Vista del ensayo correspondiente a la pieza X

En este capítulo se resumen los principales resultados obtenidos en los ensayos.

V.1 Identificación de los especímenes y esquemas de armado.

La nomenclatura empleada para la identificación de los especímenes y la justificación de su armado, de acuerdo a los modelos de bielas y tirantes propuestos, puede consultarse en la Tabla IV-1. La configuración de la armadura principal de las piezas X2 hasta X10 queda recogida en la Figura IV-7, apareciendo completamente descrita la disposición de armado del primer espécimen (X1) en la Figura IV-5. Puede consultarse con más detalle los planos de armado incluidos en el Anexo 2.

V.2 Esquemas de instrumentación

La configuración de transductores de fuerzas empleadas es común para todos los ensayos y queda reflejada en la Figura IV-16. De la misma forma, la configuración empleada para los transductores de desplazamientos queda recogida en la Figura IV-17.

A diferencia de lo que ocurre con los transductores de fuerza y desplazamiento, el esquema de bandas extensométricas empleado en cada ensayo es distinto debido a las diferencias que existen en la configuración de armado de cada una de las piezas. La posición y nomenclatura de las bandas extensométricas empleadas puede consultarse en el Anexo 2.

V.3 Resultados

V.3.1 Cargas registradas en rotura

La Tabla V-1 refleja los valores registrados por las células de carga en el instante de rotura. Se adopta como criterio de instante de rotura, aquél en el que se alcanza la máxima carga horizontal en las fuerzas ejercidas sobre la pared interna del muro frontal (F_{hsup}). La nomenclatura empleada en la Tabla V-1 puede consultarse en la Figura V-1.

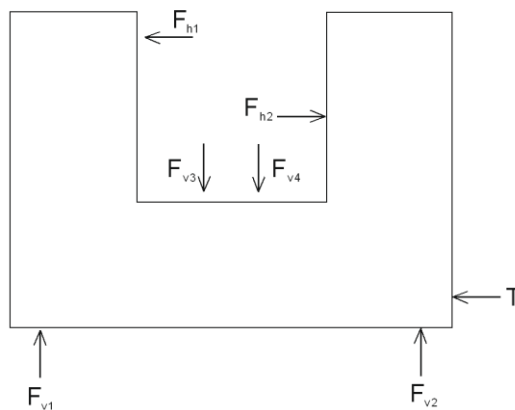


Figura V-1. Esquema de fuerzas registradas

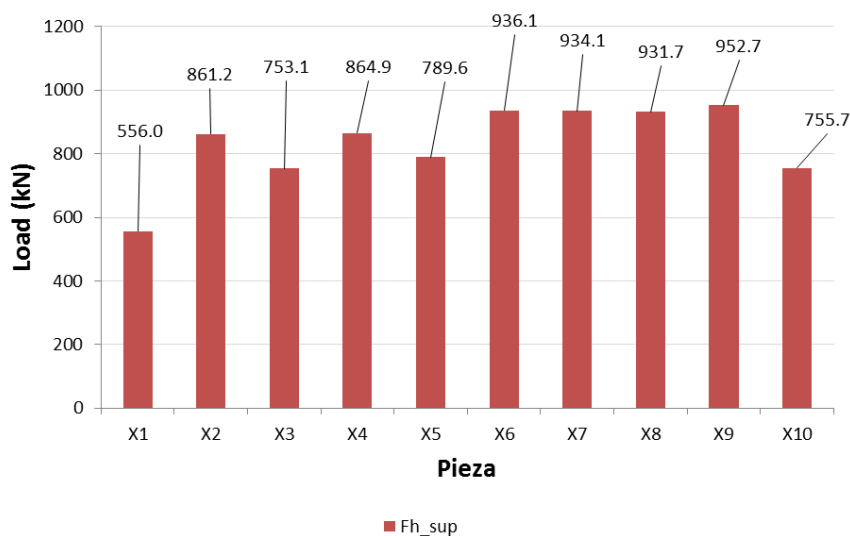


Figura V-2. Cargas de rotura registradas en la campaña experimental

Pieza	Fh _{sup}	Fh _{inf}	Fv1	Fv2	Fv1 + Fv2	Fv3	Fv4	T
X1	556.0	631.3	372.6	169.0	541.6	378.6	112.4	44.9
X2	861.2	907.8	590.1	152.5	742.7	770.4	44.4	18.2
X3	753.1	¹¹	615.6	185.6	801.2	842.9	-	31.9
X4	864.9	¹²	737.8	286.4	1024.2	1028.3	-	42.2
X5	789.6	690.8	636.7	243.2	879.9	988.1	-	44.9
X6	936.1	983.8	684.5	217.6	902.2	972.4	-	34.1
X7	934.1	949.7	796.2	244.3	1040.5	1019.9	-	54.4
X8	931.7	951.8	777.5	288.5	1066.0	1030.8	-	53.3
X9	952.7	851.5	746.4	317.7	1064.1	1228.1	-	57.9
X10	755.7	766.0	692.8	292.6	985.4	1073.6	-	59.6

Tabla V-1. Cargas registradas en el instante de rotura de los especímenes (kN)

V.3.2 Deformaciones en bandas extensométricas

El resumen de deformaciones máximas registradas en los especímenes que forman parte de este programa experimental puede consultarse en la Tabla V-3.

V.3.3 Desplazamientos registrados en las proximidades de las esquinas interiores del cáliz

La Tabla V-2 resume los valores registrados por los captadores de desplazamientos dispuestos en las esquinas interiores de los cálices. La nomenclatura que identifica a los captadores de desplazamiento es la indicada en la Figura V-3.

¹¹ Valor no indicado por fallo de una de las 2 células de carga que registraban esa magnitud

¹² Valor no indicado por fallo de una de las 2 células de carga que registraban esa magnitud

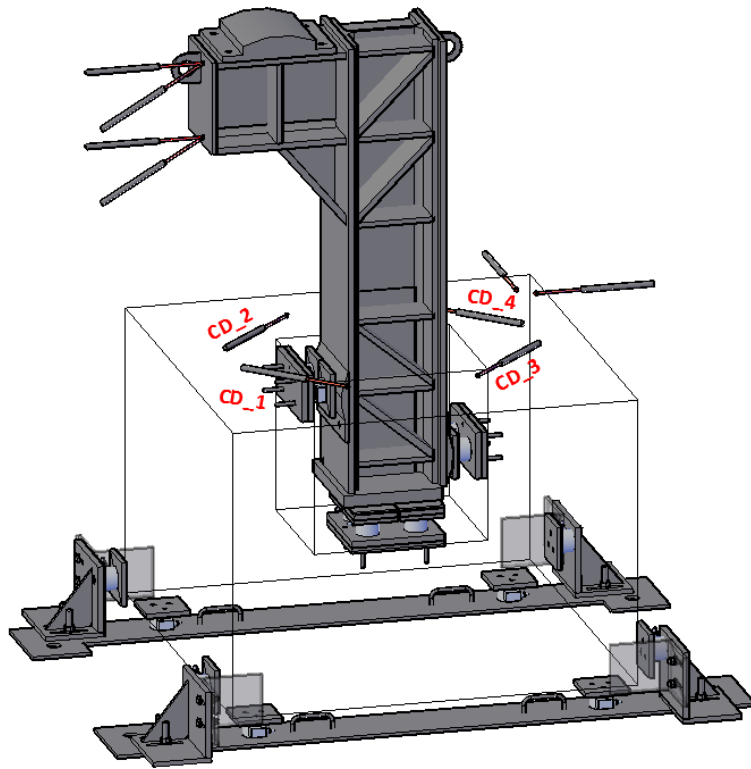


Figura V-3. Identificación de captadores de desplazamiento dispuestos en las esquinas interiores de los especímenes

	CD1	CD2	promedio	CD3	CD4	promedio
X1	8.66	8.46	8.56	0.02	0.04	0.03
X2	3.91	2.92	3.42	0.82	1.17	0.99
X3	5.07	5.60	5.34	8.00	3.78	5.89
X4	5.51	4.35	4.93	0.41	2.55	1.48
X5	4.14	4.71	4.43	0.18	0.14	0.16
X6	5.79	5.24	5.52	1.07	1.70	1.38
X7	4.64	4.40	4.52	2.73	2.62	2.68
X8	3.24	2.19	2.71	0.05	0.47	0.26
X9	5.10	2.75	3.93	0.09	0.03	0.06
X10	6.83	5.57	6.20	0.09	0.04	0.07

Tabla V-2. Valores de desplazamientos registrados en el instante de carga última (mm)

V.3.4 Patrones de fisuración detectados

A partir de la información obtenida mediante las cámaras fotográficas fue posible la reproducción del patrón de fisuración producido en los distintos ensayos, véase la Figura IV-5.

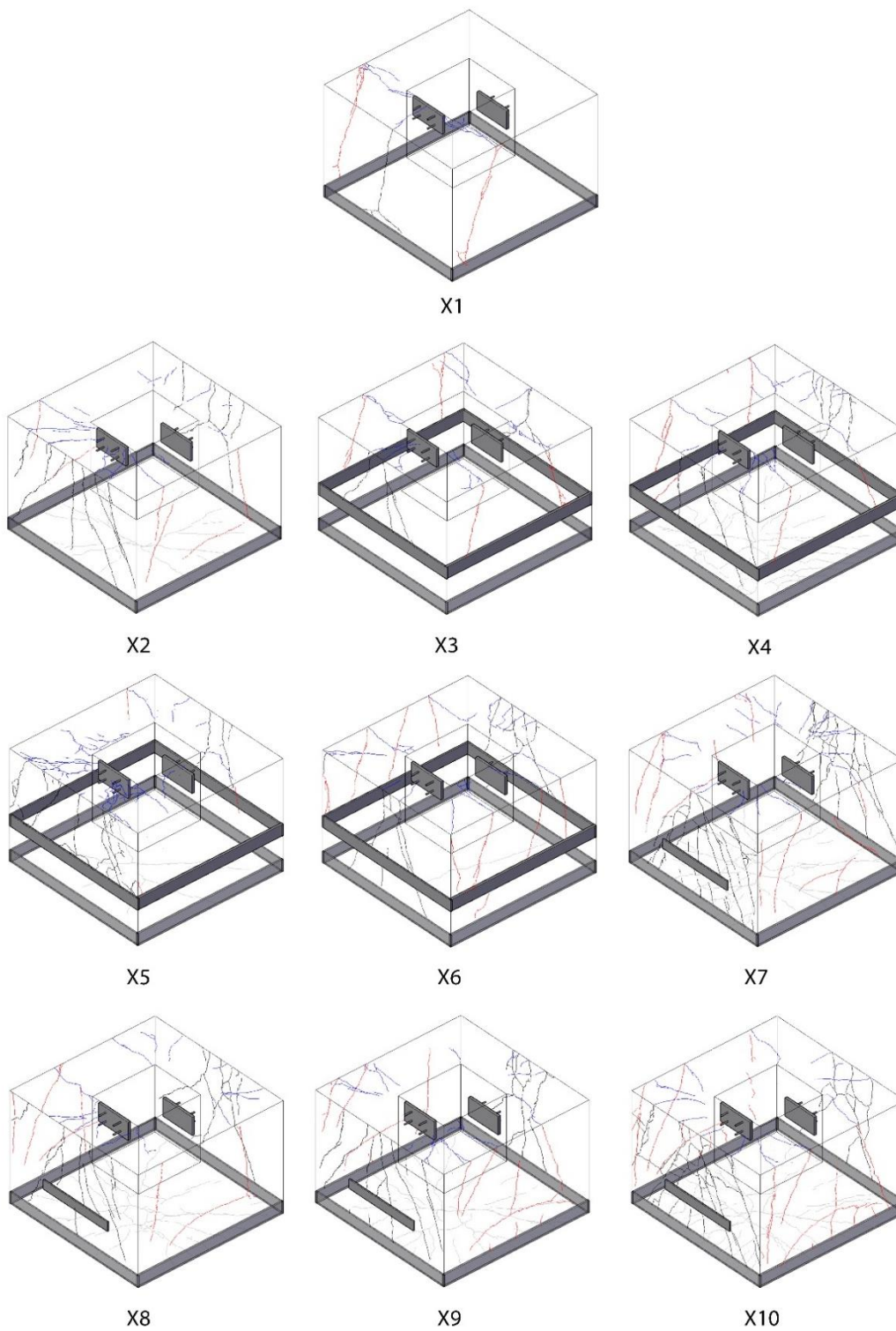


Figura V-4. Patrón de fisuración de los especímenes

Id	CERCOS SUPERIORES					TE_MD	PARRILLA INFERIOR			FLEXIÓN		PARRILLA BAJO HUECO			CERCOS INFERIORES					TH
	CS_MF	CS_ML_MF	CS_ML_C	CS_ML_MD	CS_MD		PI_T_MF	PI_T_MD	PI_T_LG	F_MF	F_MD	PH_T_MF	PH	PH_T_MD	CI_MF	CI_ML_MF	CI_ML_C	CI_ML_MD	CI_MD	
X1	>3.5	>3.5	-	0.11	0.34	-	0.16	0.03	0.16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
X2	2.6	>3.5	>3.5	2.7	1.4	0.9	0.70	0.50	0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
X3	-	-	-	-	-	-	0.4	0.06	0.02	2.42	>3.5	2.1	2.53	0.68	-	-	-	-	-	-
X4	2.47	>3.5	2.53	3.44	2.52	0.77	0.72	0.50	1.52	>3.5	3.81	1.13	>3.5	1.96	-	-	-	-	-	-
X5	2.34	>3.5	0.83	2.2	>3.5	0.26	0.09	0.09	0.60	2.95	0.87	0.20	>3.5	0.46	-	-	-	-	-	-
X6	1.27	>3.5	2.67	0.41	2.77	0.05	0.38	0	0.17	2.81	1.23	1.14	1.63	>3.5	-	-	-	-	-	-
X7	-	-	-	-	-	-	1.49	1.4	1.82	>3.5	>3.5	-	-	-	1.87	3.21	>3.5	>3.5	2.82	>3.5
X8	1.83	0.65	2.44	2.13	2.23	0.98	1.12	0.75	1.14	>3.5	1.37	-	-	-	0.76	2.79	2.01	2.27	2.74	2.15
X9	2.51	>3.5	3.03	2.63	1.64	0.73	0.75	1.15	0.64	>3.5	3.14	-	-	-	1.02	>3.5	2.02	>3.5	2.09	0.9
X10	2.96	>3.5	2.39	>3.5	1.58	1.6	1.62	1.01	1.49	>3.5	>3.5	-	-	-	1.86	2.48	2.03	2.14	1.46	>3.5

Notación

CS_MF: Ramas ubicadas en el muro frontal del paquete de cercos reflejado en el MBT1

CS_ML_MF: Secciones del paquete de cercos reflejado en MBT1 ubicadas en el entronque del muro frontal y longitudinal.

CS_ML_C: Secciones del paquete de cercos reflejado en el MBT1 ubicadas en la sección central del muro longitudinal

CS_ML_MD: Secciones del paquete de cercos reflejado en MBT1 ubicadas en el entronque del muro frontal y longitudinal.

CS_MD: Ramas ubicadas en el muro dorsal del paquete de cercos reflejado en el MBT1

TE_MD: Tirante vertical en la cara exterior del muro dorsal reflejado en el MBT1

PI_T_MF: Tirante ubicado en el muro frontal de la parrilla inferior

PI_T_MD: Tirante ubicado en el muro dorsal de la parrilla inferior

PI_T_LG: Tirantes ubicados en los muros longitudinales de la parrilla inferior

F_MF: Armadura de flexión en el muro frontal

F_MD: Armadura de flexión en el muro dorsal

PH_T_MF: Tirante en el muro frontal de la parrilla ubicada bajo el hueco

PH: Parrilla bajo hueco

PH_T_MD: Tirante en el muro dorsal de la parrilla ubicada bajo el hueco

CI_MF: Ramas ubicadas en el muro frontal del paquete de cercos reflejado en el MBT3.

CI_ML_MF: Secciones del paquete de cercos reflejado en MBT3 ubicadas en el entronque del muro frontal y longitudinal.

CI_ML_C: Secciones del paquete de cercos reflejado en el MBT3 ubicadas en la sección central del muro longitudinal.

CI_ML_MD: Ramas ubicadas en el muro dorsal del paquete de cercos reflejado en el MBT3.

CI_MD: Ramas ubicadas en el muro dorsal del paquete de cercos reflejado en el MBT3.

TH: horizontal orientado en la dirección longitudinal de la pieza reflejado en el MBT3

Tabla V-3. Resumen de deformaciones máximas registradas en los especímenes (%)

VI.1 Eficiencia de armado

Tal y como queda reflejado en el Anexo I del presente documento, el MBT3 es el más eficiente desde el punto de vista teórico, dado que para resistir un mismo sistema de cargas es el que requiere el mínimo volumen de armadura. Esta eficiencia teórica ha quedado también reflejada desde el punto de vista práctico, ya que si determinamos el ratio entre la fuerza horizontal máxima resistida y los kg de acero empleados en cada espécimen observamos que todas aquellas piezas que han utilizado el MBT3 para justificar su configuración de armado (piezas X7, a X10), han resultado ser las más eficientes.

	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
fc	27.7	28.0	27.4	51.7	21.4	42.2	43.1	47.4	53.3	29.2
F _{hsup_máx} (kN)	256.8	861.2	753.1	864.9	789.6	936.1	934.1	931.7	952.7	755.7
kg acero	43	124	142	132	133	135	99	105	119	105
kN/ kg acero	6.0	7.0	5.3	6.6	5.9	6.9	9.47	8.91	8.01	7.23

Tabla VI-1. Eficiencia del armado de los distintos especímenes

VI.2 Carga de rotura de los especímenes

Como puede observarse en Figura VI-1, las menores cargas de rotura obtenidas, excluyendo la pieza X1, se dan en las probetas X3 y X7. Ambas piezas presentan hormigones del entorno de 30 MPa y escasa armadura en forma de cercos en la parte superior del cáliz, siendo nula en el caso de la pieza X3 y del 20% en el caso de pieza X7.

Si se comparan estas resistencias con la carga máxima obtenida por la pieza X2, que dispone un 100% de la armadura en forma de cercos en la parte superior, se observa como la disposición de los cercos supone un incremento de carga del orden del 14 % respecto a las probetas X3 y X7. Otra prueba de la contribución resistente de los cercos puede observarse en la pieza X5, que pese a presentar el hormigón de peores características resistentes, presenta una carga de rotura superior al obtenido en las piezas X3 y X7.

Sin embargo, cuando el hormigón presenta mejores características resistentes (pieza X4 y piezas X6 a X9) la repercusión de la existencia de cercos en la carga última de las probetas parece no ser decisiva. Este hecho puede ser debido a la aparición de tirantes hormigón con capacidad mecánica suficiente para disipar el efecto de la presencia o no de cercos en la zona superior.

En este sentido, la hipótesis anterior podría justificar la diferencia de carga de rotura existente entre las piezas X7 y X10, cuyo armado presenta unas características similares pero donde la pieza X7, que no dispone de cercos en la parte superior, presenta una carga última superior en un 24% a la que presenta la pieza X10. Ese incremento podría ser debido a la presencia de un tirante de hormigón en la zona superior que no queda contemplado en los modelos propuestos.

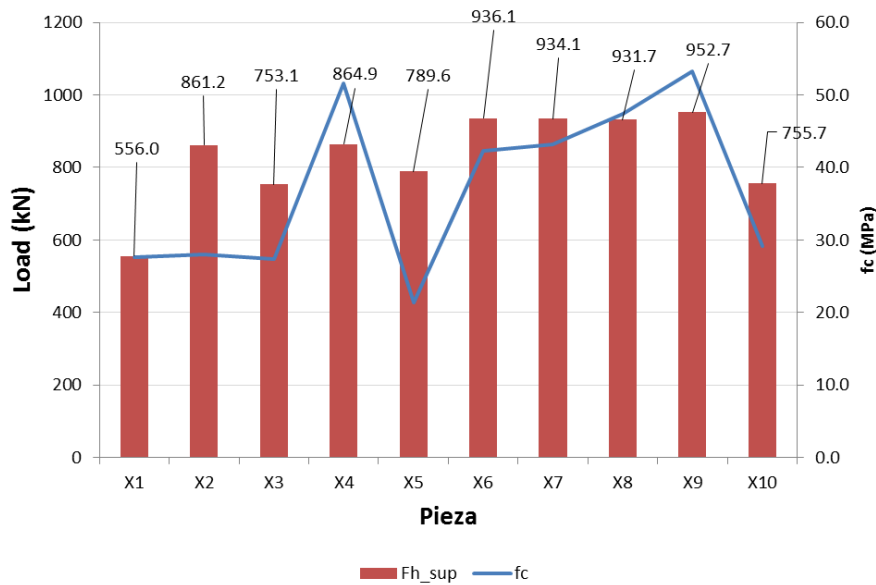


Figura VI-1. Cargas de rotura y resistencia a compresión simple de las probetas

VI.3 Comportamiento en rotura de los especímenes

VI.3.1 Configuraciones de armado basadas en cercos alrededor del hueco del cáliz (pieza X1)

Tal y como se indicó en el apartado IV.1.3, la configuración de armado del primer espécimen del programa experimental no se correspondía a ninguno de los modelos de bielas y tirantes planteados, sino a una configuración de armado que es usual en la práctica constructiva.

Si contrastamos la evolución de la carga vertical introducida por el actuador y la fuerza horizontal (Figura VI-2) que ésta provoca en las paredes interiores del cáliz, podemos observar cómo pese a que existen varios máximos locales en la carga vertical es el primer máximo el que agota la pieza, provocando una rotura frágil con una caída brusca de la componente horizontal que es debida al agotamiento de la resistencia a tracción de hormigón.

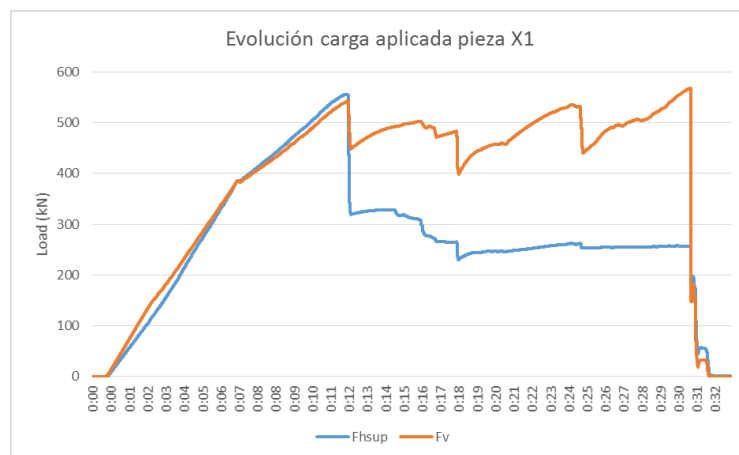


Figura VI-2. Carga vertical y horizontal registrada durante el ensayo de la pieza X1

El comportamiento post-pico permite determinar la resistencia mecánica de la configuración de armado empleada en la pieza X1 que presenta un valor de 256.8 kN

Si analizamos las deformaciones registradas en los cercos interiores del cáliz (Figura VI-3 y Figura VI-4), podemos observar cómo éstos no llegan a alcanzar la plastificación en el instante de rotura de la pieza sino justo después de que el hormigón haya agotado su resistencia.

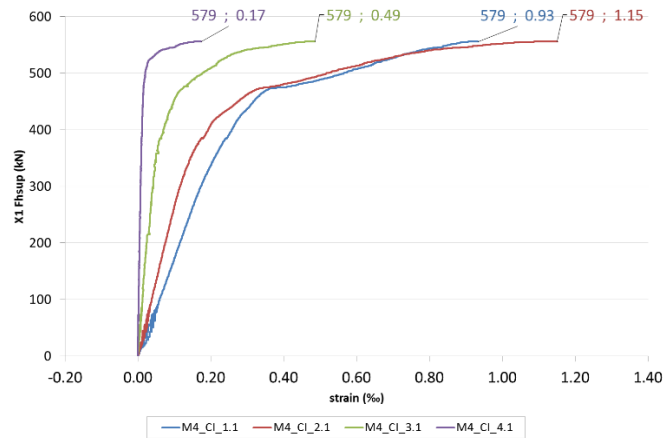


Figura VI-3. Deformaciones registradas en las esquinas interiores del muro frontal en el instante de rotura

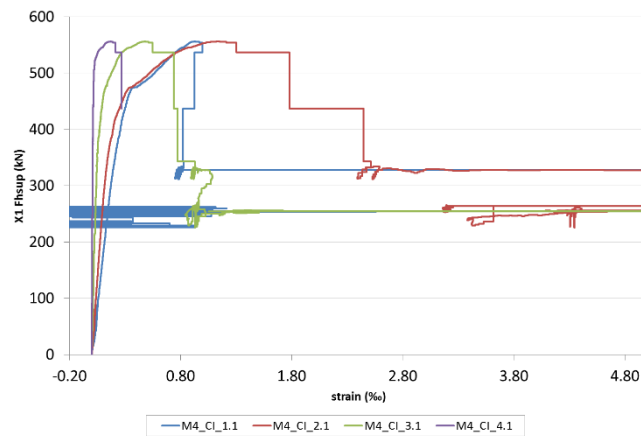


Figura VI-4. Plastificación de la armadura tras la rotura del hormigón

Adicionalmente sólo las galgas dispuestas en los cercos interiores de las esquinas del muro frontal plastifican tras el agotamiento del hormigón, no existiendo deformaciones apreciables en las esquinas interiores del muro dorsal. Al disponerse los cercos alrededor del hueco del cáliz y no existir una armadura que cosa los muros longitudinales y transversales, la transferencia de esfuerzos entre el muro frontal y dorsal no es posible una vez el hormigón ha agotado sus resistencia a tracción.

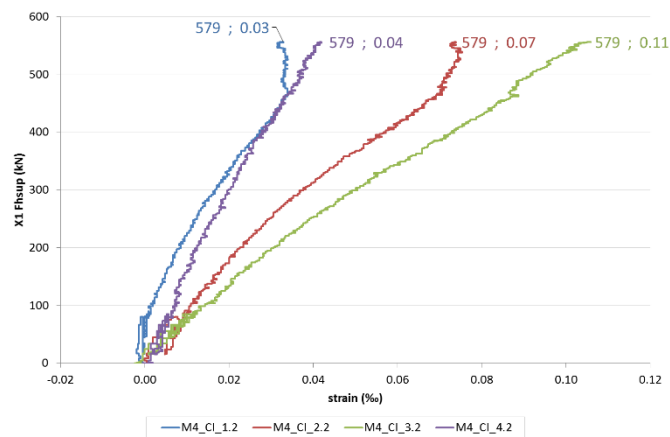


Figura VI-5. Deformaciones en las esquinas del muro dorsal

La Figura VI-6 esquematiza el comportamiento del espécimen. Inicialmente la carga es transferida del muro frontal al muro dorsal mediante tirantes de hormigón, pero una vez se ha agotado su resistencia las bielas se abren para buscar otros caminos para la transmisión de acciones. La aparición de bielas más tendidas supone un incremento de las tracciones en el muro frontal que no es capaz de asumir ni el hormigón ni la armadura perimetral exterior dispuesta por lo que se produce la rotura de la pieza.

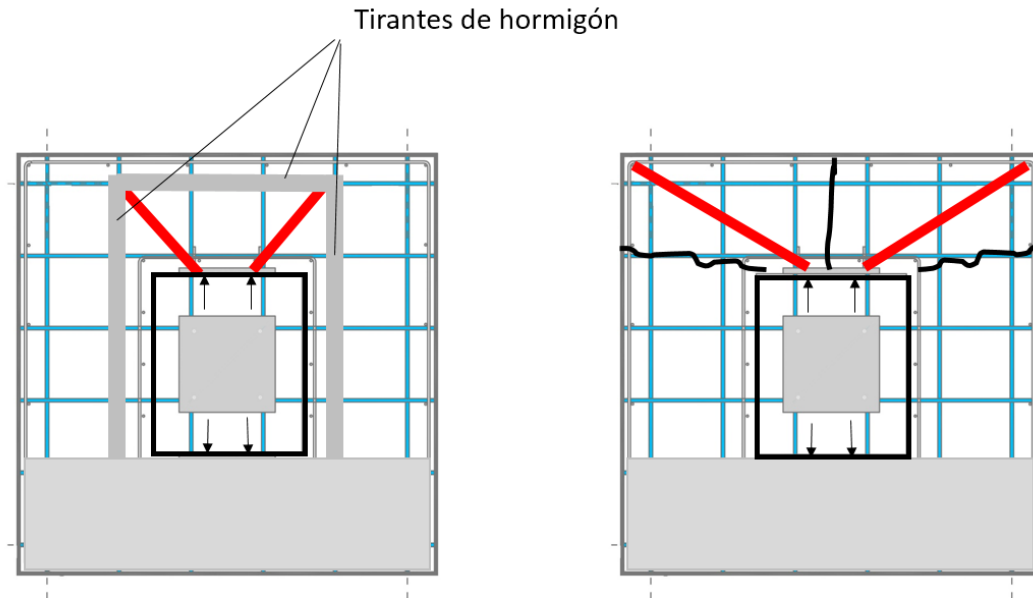


Figura VI-6. Esquema de comportamiento del espécimen X1

El patrón de fisuración del espécimen puede verse en la Figura VI-7.

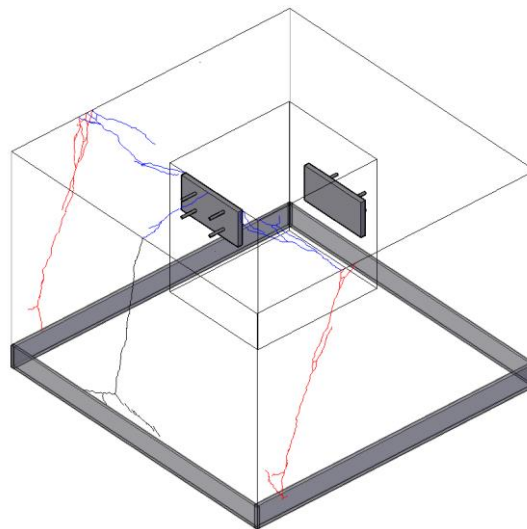


Figura VI-7. Patrón de fisuración registrado en la pieza X1

VI.3.2 Modelo de bielas y tirantes 1 (pieza X2)

En la Figura VI-8 se observa la disposición de armado de la armadura principal del espécimen X2 y el modelo de bielas y tirantes empleado para la justificación de su armado (MBT1).

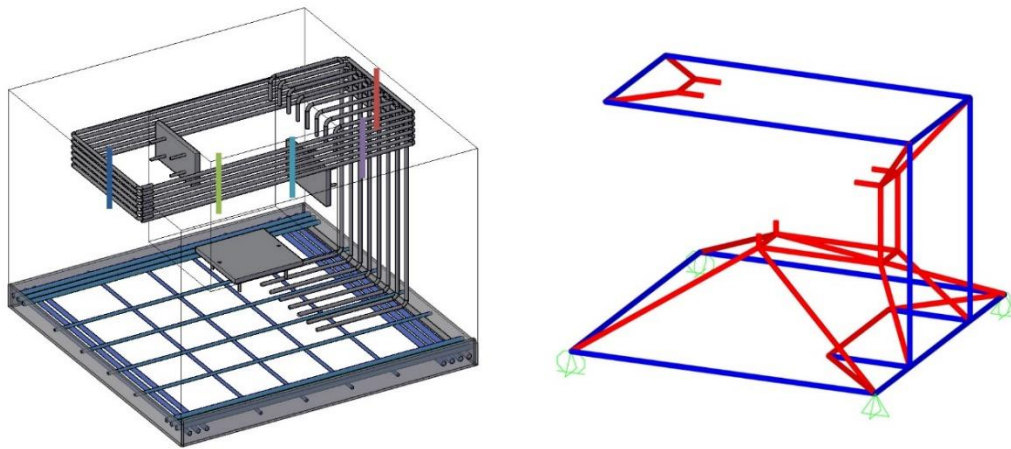


Figura VI-8. Esquema de armado del espécimen X2 y MBT asociado

La gráfica recogida en la Figura VI-9 muestra la gran eficiencia que presenta el esquema de cercos planteado en la transmisión de esfuerzos horizontales. En ella se puede apreciar cómo se registran grandes deformaciones en todas las ramas del paquete de cercos. Como se muestra en la gráfica, la aparición de deformaciones comienza a registrarse en las esquinas interiores del muro frontal y en la rama ubicada en el muro frontal. A medida que aumenta la carga estas deformaciones van creciendo en magnitud y van apareciendo deformaciones en el muro dorsal.

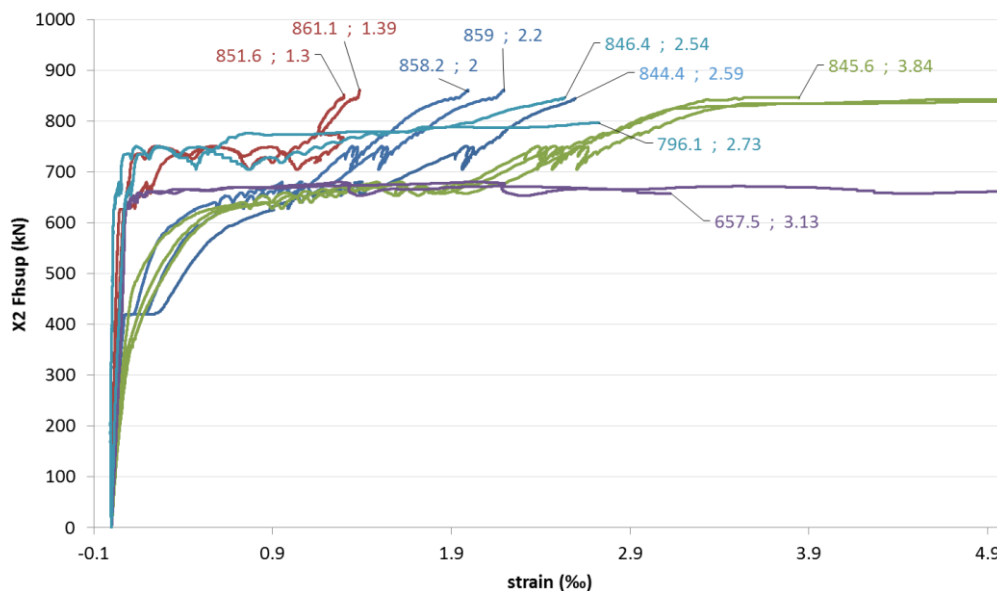


Figura VI-9. Deformaciones registradas en el paquete de cercos

Pese al buen comportamiento del paquete de cercos, existen zonas donde las deformaciones registradas son inferiores a las previstas según el comportamiento recogido en el modelo de bielas y tirantes. Este es el caso de los tirantes verticales ubicados en la cara exterior del muro dorsal que no suele superar deformaciones medias del 0.6 por mil en los ensayos. Además el patrón de fisuración en el muro dorsal no muestra una fisuración horizontal que permita intuir la formación de este tirante. De forma análoga, las

deformaciones registradas en la parrilla inferior han sido también muy inferiores a las previstas por el modelo.

Tal y como se refleja en la Figura V-2, el empleo de cercos permite la aparición de fisuras por difusión de cargas aplicadas sobre las paredes internas del cáliz en los muros frontal y dorsal, así como fisuración en los entronques del muro dorsal con los muros longitudinales, mostrando la capacidad de este esquema de armado para la transmisión de acciones entre ambos muros.

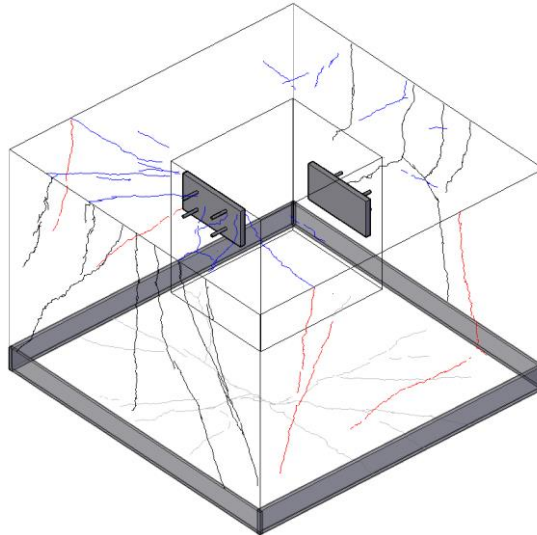


Figura VI-10. Patrón de fisuración registrado en la pieza X2

VI.3.3 Modelo de bielas y tirantes 2 (pieza X3)

En la Figura IV-11 se observa la disposición de armado de la armadura principal del espécimen X2 y el modelo de bielas y tirante empleado para la justificación de su armado (MBT1).

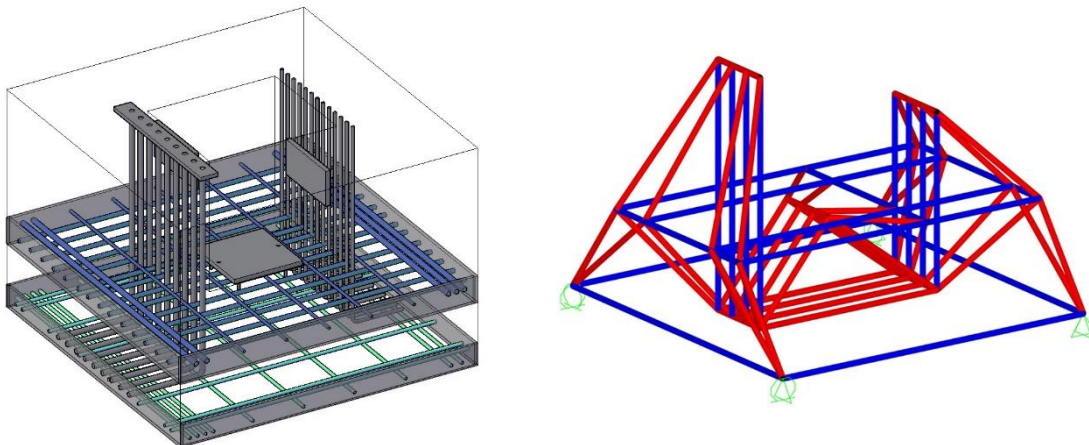


Figura VI-11. Esquema de armado del espécimen X3 y MBT asociado

La fisuración detectada (en este espécimen es acorde a la hipótesis de comportamiento propuesta en el modelo, apareciendo una fisuración que tiende a generar dos muros independientes trabajando a flexión. La inexistencia de cercos impide la aparición de fisuras por difusión de tracciones y supone la aparición de mayores deformaciones que las obtenidas en el resto de especímenes, véase los valores de deformaciones medias en esquinas en la Tabla V-3. Adicionalmente, cabe destacar la ausencia de fisuración apreciable tras los ensayos en la cara inferior.

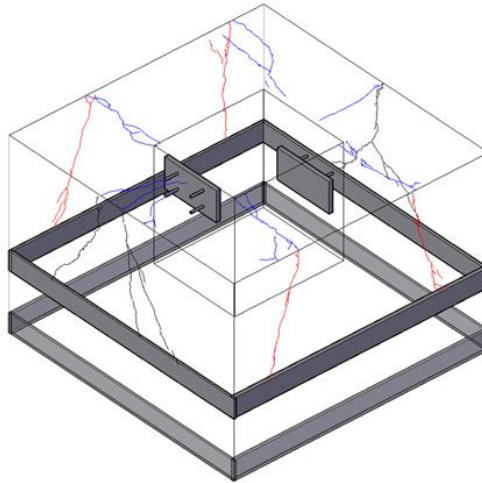


Figura VI-12. Patrón de fisuración registrado en la pieza X3

La Figura VI-13 refleja las deformaciones obtenidas en la armadura de flexión del muro frontal observándose como se moviliza el mecanismo de flexión planteado por el modelo. La Figura VI-14 refleja las deformaciones registradas en los tirantes longitudinales de la parrilla inferior, tal y como se observa aparecen pequeñas compresiones que están en concordancia con la no presencia de fisuración en la cara inferior. La disminución de la fisuración en la base del espécimen s también patente en la pieza X6 que dispone de un 80% de parrilla longitudinal.

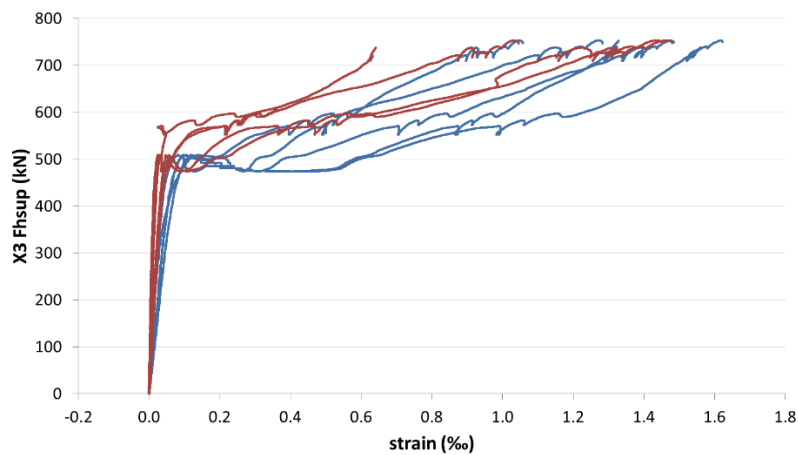


Figura VI-13. Deformaciones registradas en la armadura de flexión del muro frontal

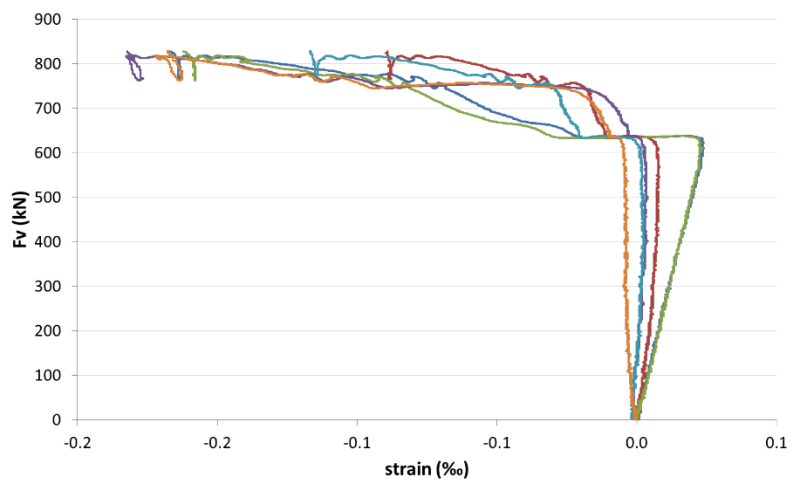


Figura VI-14. Deformaciones registradas en los tirantes longitudinales de la parrilla inferior.

VI.3.4 Modelo de bielas y tirantes 3 (pieza X7)

En la Figura VI-15 se observa la disposición de armado de la armadura principal del espécimen X2 y el modelo de bielas y tirante empleado para la justificación de su armado (MBT1).

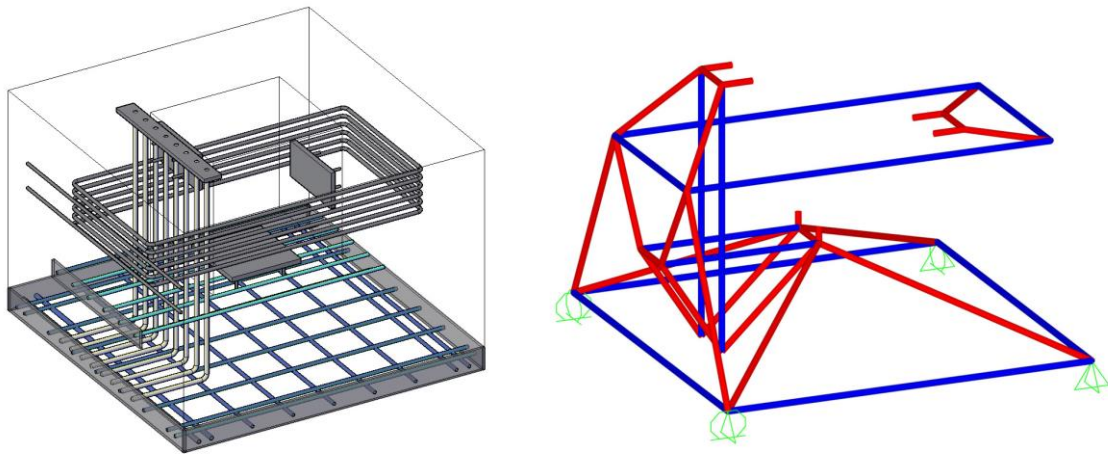


Figura VI-15. Esquema de armado del espécimen X7 y MBT asociado

Al igual que ocurre con la pieza X2, los paquetes de cercos empleados, en este caso en una posición inferior, son muy eficientes en la transmisión de esfuerzos entre muros. Si bien en ambos casos la eficiencia de los cercos es un hecho constatable, el MBT3 se adecua mejor a los mecanismos resistentes movilizados, dado que se han podido registrar deformaciones importantes en los tirantes ubicados bajo el hueco y en la armadura de flexión del muro frontal, justificadas ambas por este modelo. Pese ello, el empleo de una configuración de armado basada exclusivamente en este modelo de bielas y tirantes presenta el inconveniente de dejar sin armadura la zona superior del cáliz donde existe una gran concentración de tensiones. Este hecho supedita el buen comportamiento en servicio de los cálices a la capacidad resistente del hormigón a tracción. Tal y como se refleja en la figura Figura VI-16 la pieza X7 presenta un comportamiento más frágil que la pieza X2.

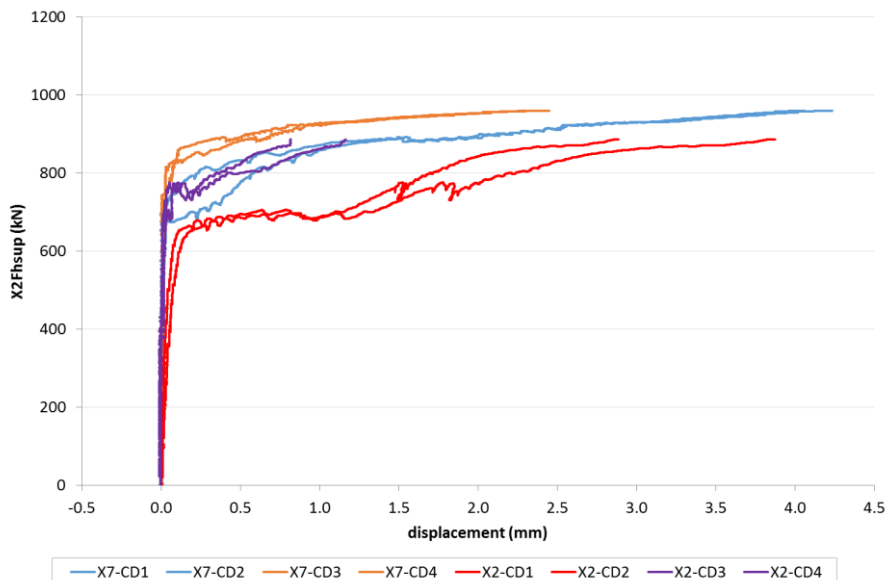


Figura VI-16. Desplazamientos registrados en las esquinas de los especímenes X2 y X7, véase nomenclatura en Figura V-3

Las gráficas siguientes muestran el buen comportamiento de este modelo de bielas y tirantes, reflejándose deformaciones importantes en todas las zonas de paso de tracciones reflejadas por el modelo.

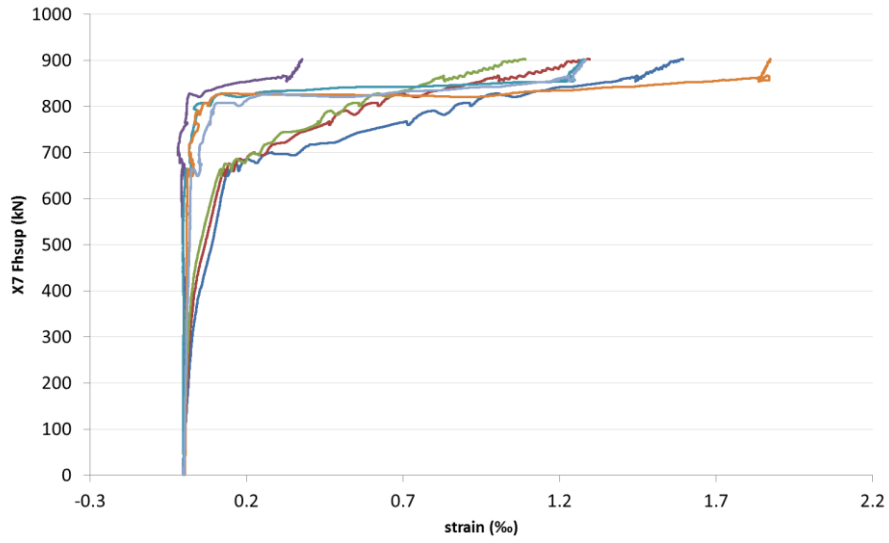


Figura VI-17. Deformaciones registradas en la rama ubicada en el muro frontal del paquete de cercos

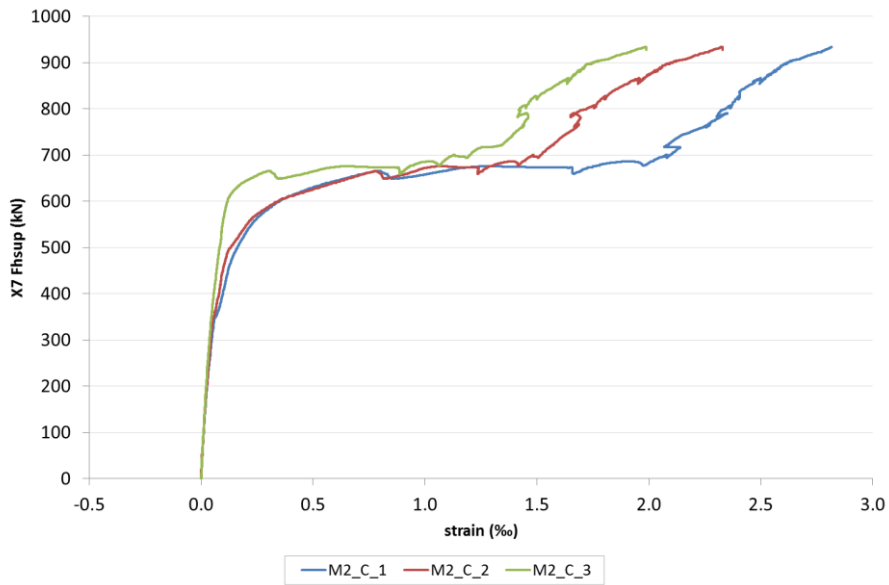


Figura VI-18. Deformaciones registradas en la rama ubicada en el muro dorsal del paquete de cercos

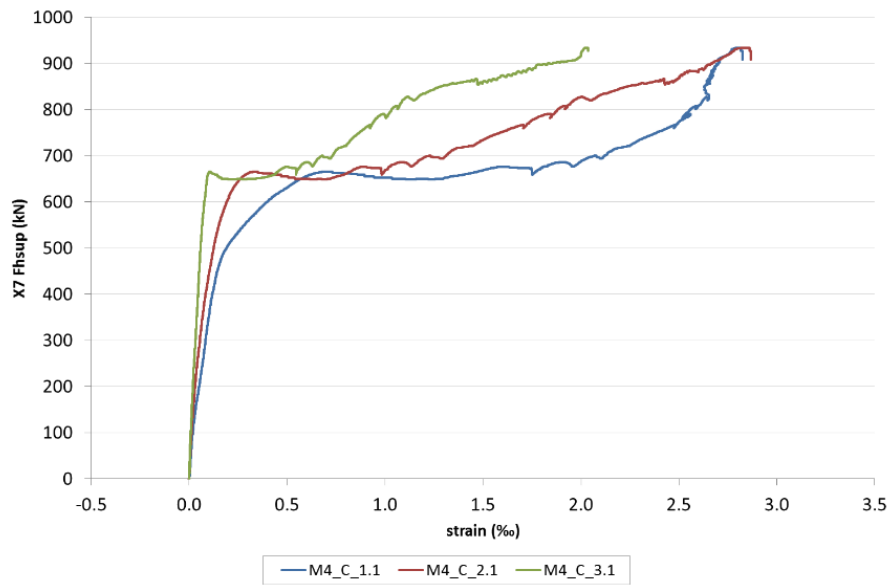


Figura VI-19. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales

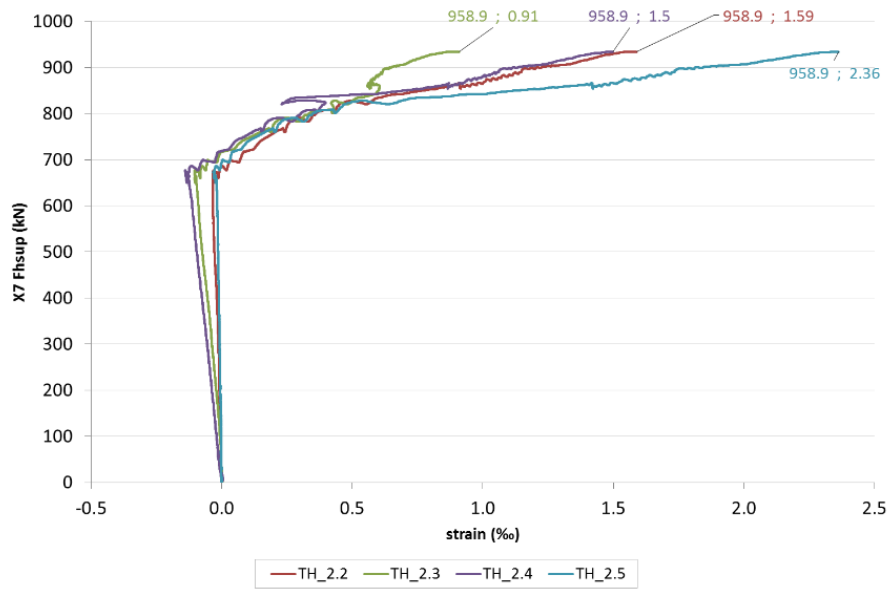


Figura VI-20. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales

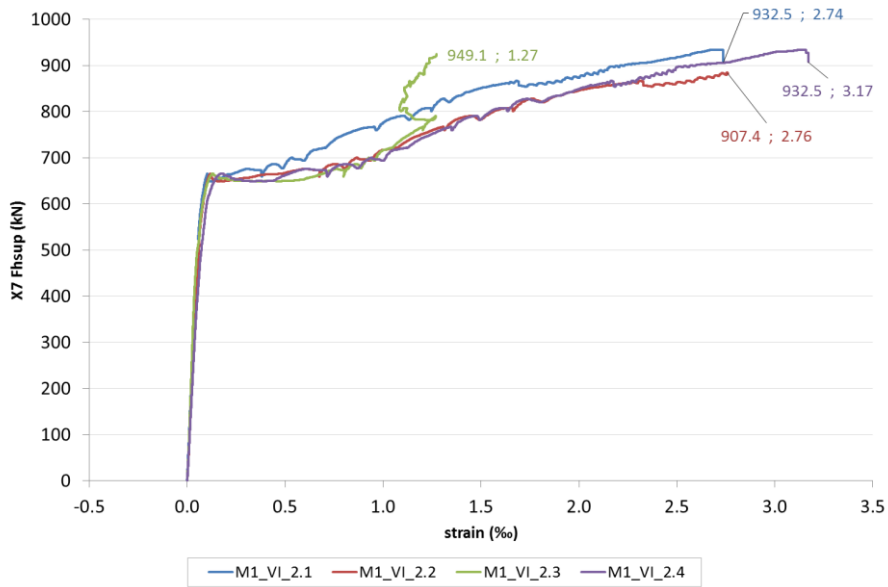


Figura VI-21. Deformaciones registradas el entronque entre el muro frontal y los muros longitudinales

VI.4 Fisuración

La fisuración principal que se produce en todos los especímenes es aquella que partiendo de las esquinas interiores de los muros tiende a separar los muros longitudinales de los transversales. En los casos en los que se han dispuesto cercos para coser estas fisuras, tal y como se recoge en los modelos de bielas y tirantes MBT1 y MBT3, se aprecia un patrón claro de fisuración por difusión de compresiones en las caras superiores y externas de los muros longitudinales y transversales.

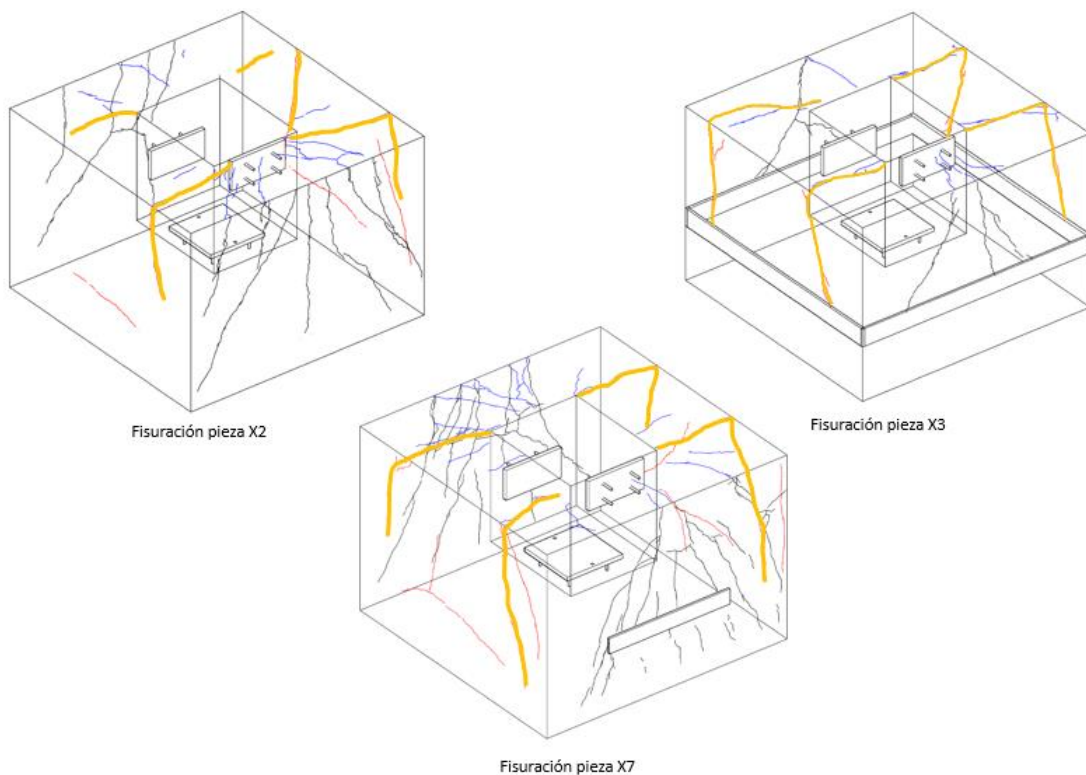


Figura VI-22. Fisuración principal de los especímenes

La imagen siguiente muestra un par de ejemplos de la fisuración registrada en los especímenes

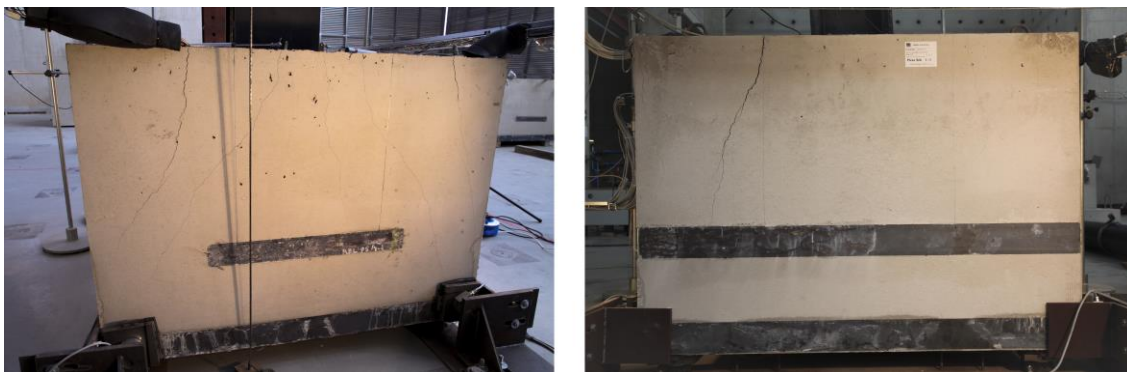


Imagen VI-1. Fisuración de los especímenes

Capítulo VII - Conclusiones y futuras líneas de investigación

VII.1 Conclusiones

De acuerdo a la revisión bibliográfica realizada se concluye:

- Los cálices de cimentación son elementos muy empleados en las estructuras de hormigón prefabricado, pero sus mecanismos de resistentes no son bien conocidos.
- No existen propuestas de modelos de bielas y tirantes que permitan abordar el armado de cálices de cimentación de forma sencilla
- La mayor parte de la información referida a cálices existente en la bibliografía técnica se refiere a esquemas de fuerzas actuantes sobre los cálices y a la determinación de una longitud embebida adecuada para asegurar un comportamiento monolítico de la unión.
- Son muy pocas las campañas experimentales que se han llevado a cabo para estudiar estos elementos.

De acuerdo a los resultados obtenidos durante la campaña experimental se concluye:

- Los esquemas de armado basados en cercos alrededor del hueco del cáliz han demostrado ser poco racionales, estando la resistencia del cáliz supeditada a la capacidad resistente a tracción de los tirantes de hormigón que se generan durante los procesos de transmisión de acciones entre muros
- Los modelos de bielas y tirantes propuestos permiten diseñar de una forma sencilla estos elementos y han demostrado ser racionales, habiéndose registrado la plastificación de las armaduras principales al alcanzarse la carga de rotura, si bien han existido zonas donde las deformaciones registradas han sido inferiores a las previstas.
- La fisuración principal que se produce en este tipo de piezas es aquella que, partiendo de las esquinas interiores del cáliz, tiende a separar los muros longitudinales de los transversales
- La adopción del modelo de bielas y tirantes MBT2 ha dado lugar a mayores deformaciones en las esquinas que el resto de los especímenes, al no poseer cercos que cosan las fisuras entre los muros longitudinales y transversales.
- Las piezas ensayadas que han presentado una parrilla bajo el hueco con una cuantía de armado importante (piezas X3 y X6) han demostrado reducir de manera notable la fisuración en su cara inferior, con las implicaciones en cuanto a durabilidad que esto puede conllevar.
- El modelo de bielas y tirantes MBT3 ha sido el más eficiente, tanto desde el punto de vista teórico como desde el punto de vista experimental. Pese a ello, la configuración de un esquema de armado basado exclusivamente en este modelo puede conllevar un inadecuado comportamiento en servicio al no existir armadura en la zona superior de la pieza donde existe una gran concentración de tensiones.
- La adopción de un esquema de armado basado en el modelo MBT2 ha supuesto un incremento de carga última frente al resto de esquemas que no presentan cercos en la zona superior de los especímenes, siempre y cuando la capacidad mecánica de estos cercos supere a la capacidad resistente que puede ser movilizada en la zona superior mediante tracciones en el hormigón.

VII.2 Futuras líneas de investigación

A la vista de los resultados y de las conclusiones obtenidas de esta campaña experimental, deben realizarse estudios adicionales de:

- Extensión de los estudios realizados a pedestales de cimentación y comparación de resultados
- Propuesta de nuevos modelos de bielas y tirantes que permitan la obtención de configuraciones de armado más eficientes
- Análisis de los modelos de bielas y tirantes movilizados, corrigiendo los modelos propuestos en aquellas zonas donde el modelo ha presentado un peor comportamiento. En este sentido cabe considerar la inclusión de tirantes ficticios de hormigón para representar la resistencia a tracción movilizada
- Realización de modelos numéricos que permitan simular el comportamiento de cálices de cimentación y faciliten la propuesta de nuevos modelos de bielas y tirantes

Bibliografía

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08, Madrid: España: Ministerio de Fomento, 2008.
- [2] CE-Normalización, Eurocódigo 2 - Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte I-I: Reglas generales y reglas para Edificación, AENOR, Abril 2013.
- [3] P. Marti, «Basic tools of reinforced concrete beam design,» *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 82, nº 1, pp. 46-56, 1985.
- [4] P. Marti, «Truss models in detailing,» *Concrete International*, vol. 7, nº 12, pp. 66-73, 1985.
- [5] J. Schlaich, K. Schäfer y M. Jennewein, «Toward a consistent design of structural concrete,» *PCI Journal*, vol. 32, nº 3, pp. 74-150, 1987.
- [6] «fib bulletin nº 61: "Design examples for strut-and-tie models",» p. 219, 2011.
- [7] A. Bruggeling y G. Huyghe, *Prefabrication with Concrete*, CRC Press, 1991, p. 397.
- [8] K. S. Elliott, *Multi-storey Precast Concrete Framed Structures*, Blackwell Science, 1996.
- [9] Catálogo Peikko.
- [10] K. S. Elliot, *Precast Concrete Structures*, Butterworth-Heinemann, 2002.
- [11] F. Leonhardt y E. Mönig, *Estructuras de Hormigón Armado*, Tercera ed., vol. III, Buenos Aires: El Ateneo, 1984.
- [12] M. E. D. R.M.F. Canha, «Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures,» vol. 2, nº 2, pp. 95-136, 2006.
- [13] A. Mori y S. Pereswiet-Soltan, «Plinto prefabbricato a bicchiere della ditta Caprese,» *La prefabbricazione*, nº 2, pp. 41-49, 1981.
- [14] O. Willert y E. Kesser, «Foundation for bottom-end fixed precast concrete columns,» *Betonwerk+Fertigteile-Technik*, vol. 49, nº 3, pp. 137-142, 1983.
- [15] O. Juhani, H. Tapani y R. Markku, *Connections and joints between precast concrete units*, Espoo: VTT, 1985, p. 139.
- [16] Y. Osanai, F. Watanabe y S. Okamoto, «Stress Transfer Mechanism of Socket Base Connections with Precast Concrete Columns,» *ACI Structural Journal*, vol. 93, nº 3, pp. 266-276, 1996.
- [17] R. M. Fernandes Canha, *Theoretical-experimental analysis of column-foundation connection through socket of precast concrete structures*, Sao Carlos: Ph.D. thesis, 2004, p. 279.
- [18] Jaguaribe Jr KB, *Socket base connection of precast concrete structures with reduced embedded length*, Sao Carlos: Ph.D. thesis, 2005.
- [19] R. M. Fernandes Canha, A. L. H. d. C. El Debs y M. K. El Debs, «Design models for socket base adjusted from experimental results,» *Struct Concrete*, vol. 8, nº 1, March 2007.

- [20] R. M. Fernandes Canha, K. d. B. Jaguaribe Jr., A. L. Homce de Crece El Debs y M. K. El Debs, «Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections,» *Engineering Structures*, vol. 31, n° 3, pp. 788-798, 2009.
- [21] R. M. Fernandes Canha, M. K. El Debs, K. d. B. Jaguaribe Jr. y A. L. H. d. C. El Debs, «Behavior of Socket Base Connections Emphasizing Pedestal Walls,» *ACI Structural Journal*, vol. 106, n° 3, 2009.
- [22] fib - International Federation for Structural Concrete, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.
- [23] fib Task Group 4.4, Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures. fib bulletin No. 45, Laussane, 2008.
- [24] A. 318-11, Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentary, ACI Committee 318, American Concrete Institute, 2011.
- [25] CSA (2004) Design of Concrete Structures, Ontario, p. 232.
- [26] P. Miguel, M. Fernández, J. Bonet, J. Martí, J. Navarro, M. Castro y L. Pallarés, Proyecto de Estructuras de Hormigón mediante el Método de las Bielas y Tirantes, 2ª ed., Valencia: Ediciones VJ, 2009, p. 346.
- [27] ACHE Comisión 1 GT1/3, «Método de las Bielas y Tirantes,» *Monografía M-6*, 2003.
- [28] J. Calavera, «Una novedad en la EHE: el método de las bielas y tirantes,» *Cuadernos INTEMAC*, n° 34, 2º trimestre 1999.
- [29] American Concrete Institute, «ACI SP-208,» *Examples For The Design Of Structural Concrete With Strut And Tie Models*, 2002.
- [30] P. Miguel, M. Fernández, J. Bonet y J. Pastor, «Modelo automático para determinar el esquema de bielas y tirantes de una región D de forma cualquiera,» *II Congreso de ACHE*, 2002.
- [31] T. Tjhin y D. Kuchma, «CAST - Computer-Eided Strut-and-Tie,» *University of Illinois*, 2004.
- [32] J. Bairán, «Generación automática de esquemas de bielas y tirantes considerando criterios constructivos,» *Hormigón y Acero*, vol. 63, n° 264, pp. 67-79, 2012.
- [33] L. Leu, C. Huang, C. Chen, M. ASCE y Y. Liao, «Strut-and-Tie Design Methodology for Three-Dimensional Reinforced Concrete Structures,» *Journal of Structural Engineering*, pp. 929-938, June 2006.
- [34] Q. Liang, B. Uy, M. ASCE y P. Grant, «Performance-Based Optimization for Strut-and-Tie Modeling of Structural Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, pp. 815-823, Junio 2002.
- [35] F. J. Vecchio y M. P. Collins, «The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Structures Subjected to Shear,» *ACI Journal*, vol. 83, n° 2, pp. 219-231, 1986.
- [36] M. Ley, K. Riding, Widiyanto, S. Bae y J. Breen, «Experimental Verification of Strut-and-Tie Model Design Method,» *ACI Structural Journal*, pp. 749-755, 2007.
- [37] D. Kuchma, S. Yindeesuk, T. Nagle, J. Hart y H. Lee, «Experimental Validation of Strut-and-Tie Method for Complex Regions,» *ACI Structural Journal*, pp. 578-589, 2008.

- [38] G. Chantelot y A. Mathern, «Strut-and-tie modeling of reinforced concrete piles,» *Master of Science Thesis*, p. 207, 2010.
- [39] P. Adebar, D. Kuchma y M. Collins, «Strut-and-Tie Models for the Design of Piles Caps: An Experimental Study,» *ACI Structural Journal*, pp. 81-92, 1990.
- [40] P. Adebar y L. Zhou, «Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models,» *ACI Structural Journal*, vol. 93, nº 4, pp. 437-447, 1996.
- [41] K. Suzuki, K. Otsuki y T. Tusbata, «Influence of Edge Distance on Failure Mechanism of Pile Caps,» *Transactions of the Japan Concrete Institute*, vol. 22, pp. 361-367, 2000.
- [42] Q. Gu, C. Sun y S. Peng, «Experimental Study on 3D Strut-and-Tie Analogy,» *Key Engineering Materials*, Vols. 1 de 2400-402, pp. 17-922, 2009.
- [43] A. SP-208, «Examples for the Design of Structural Concrete with Strut and Tie Models,» 2002.
- [44] P. Miguel, M. Fernández, J. Bonet, J. Martí, J. Navarro y M. Castro, *Proyecto de Estructuras de Hormigón mediante el Método de las Bielas y Tirantes*, Ediciones VJ, 2004, p. 306.

Anexo 1 – Resolución de los modelos de bielas y tirantes propuestos

En este anejo se recoge de forma resumida la resolución de los modelos y bielas y tirantes propuestos. Estos modelos, que se corresponden con las piezas X2, X3 y X7, han sido calculados para el sistema de cargas teórico reflejado en la Figura 0-1. El resto de piezas puede obtenerse por combinación lineal de estos según los porcentajes establecidos en la Tabla IV-1. Para el paso de fuerza a cuantía de armadura se ha empleado un límite elástico de 550 MPa.

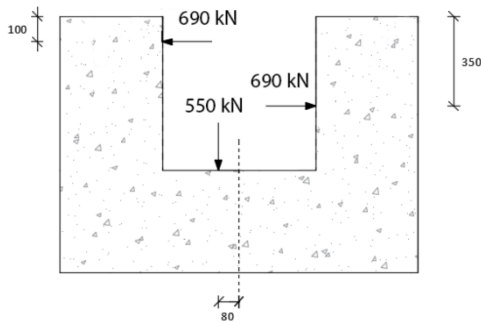


Figura 0-1. Esquema de fuerzas para el que se diseñó el armado de las piezas

Resolución MBT1

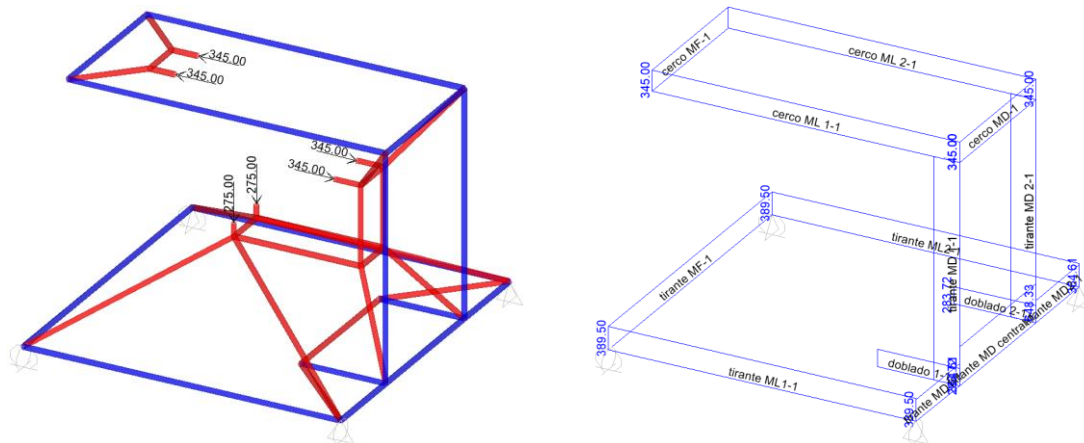


Figura 0-2. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT1

Id barra	F (kN)	l (m)	A _{nec} (cm ²)	A _{dispuesta} (cm ²)
cerco MD	345	0.6	6.3	
cerco MF	345	0.6	6.3	6cØ12 (6.8 cm ²)
cerco ML 1	345	1.2	6.3	
cerco ML 2	345	1.2	6.3	
tirante vertical MD 1	431.25	0.9	7.8	
tirante vertical MD 2	431.25	0.9	7.8	8Ø16 (16.1 cm ²)
doblado 1	283.7	0.3	5.2	
doblado 2	283.7	0.3	5.2	
tirante MF	389.5	1.2	7.1	3Ø20 (9.4 cm ²)
tirante MD1	364.6	0.6	6.6	
tirante MD2	364.6	0.3	6.6	4Ø20 ((12.6 cm ²))
tirante MD central	648.3	0.3	11.8	
tirante ML1	389.5	1.2	7.1	3Ø20 (9.4 cm ²)
tirante ML2	389.5	1.2	7.1	
$\Sigma(F \cdot l)$		4113.3		

Resolución MBT2

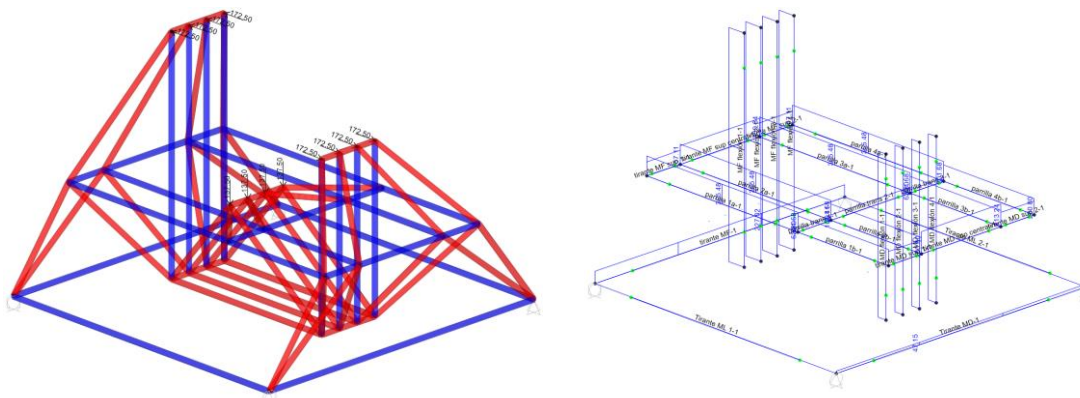


Figura 0-3. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT2

Id barra	F (kN)	l (m)	A _{nec} (cm ²)	A _{dispuesta} (cm ²)
MF flexión 1	374.6	0.9	6.8	9Ø20 (18.1 cm ²)
MF flexión 2	374.6	0.9	6.8	
MF flexión 3	374.6	0.9	6.8	
MF flexión 4	374.6	0.9	6.8	
MD flexión 1	1954	0.6	3.6	13Ø12 (14.7 cm ²)
MD flexión 2	195.4	0.6	3.6	
MD flexión 3	195.4	0.6	3.6	
MD flexión 4	195.4	0.6	3.6	
tirante MF sup 1	257.1	0.2	4.7	2Ø20 (6.3 cm ²)
tirante MF sup 2	257.1	0.2	4.7	
tirante MF sup central	339.8	0.4	6.2	
tirante MD sup 1	260.8	0.2	4.7	3Ø20 (9.4 cm ²)
tirante MD sup 2	260.8	0.2	4.7	
tirante MD sup central	413.2	0.4	7.5	
parrilla 1a	365.5	0.75	6.6	14Ø16 (28.2 cm ²)
parrilla 2a	365.5	0.75	6.6	
parrilla 3a	365.5	0.75	6.6	
parrilla 4a	365.5	0.75	6.6	
parrilla 1b	301.7	0.45	5.5	
parrilla 2b	301.7	0.45	5.5	
parrilla 3b	301.7	0.45	5.5	
parrilla 4b	301.7	0.45	5.5	
parrilla trans 1	63.8	0.2	1.2	5Ø10 (3.9 cm ²)
parrilla trans 2	105.4	0.4	1.9	
parrilla trans 3	63.8	0.2	1.2	
tirante MF	227.0	1.2	4.1	4Ø12 (4.5 cm ²)
tirante MD	47.1	1.2	0.9	2Ø12 (2.3 cm ²)
Tirante ML 1	0	1.2	0.0	2Ø12 (2.3 cm ²)
Tirante ML 2	0	1.2	0.0	2Ø12 (2.3 cm ²)
$\Sigma(F \cdot l)$		5417.2		

Resolución MBT3

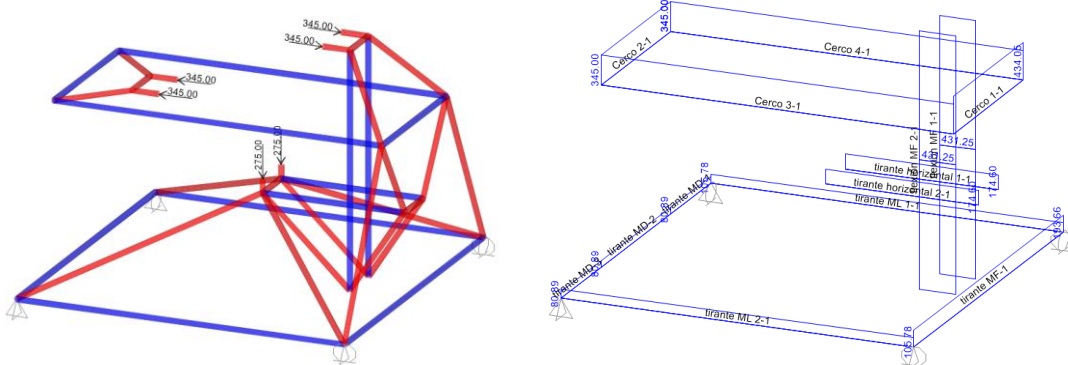


Figura 0-4. Resolución del modelo de bielas y tirantes MBT3

Id barra	F (kN)	l (m)	A _{nec} (cm ²)	A _{dispuesta} (cm ²)
cercos MF	434.0	0.6	7.9	6cØ12 (6.8 cm ²)
cercos LG 1	345.0	1.2	6.3	+ refuerzo 2Ø10
cercos LG 2	345.0	1.2	6.3	(1.6 cm ²) en
cercos MD	345.0	0.6	6.3	muro frontal
flexión MF 1	431.3	0.9	7.8	8Ø16 (16.1 cm ²)
flexión MF 2	431.3	0.9	7.8	
tirante horizontal 1	174.6	0.5	3.2	6Ø12 (6.8 cm ²)
tirante horizontal 2	174.6	0.5	3.2	
tirante MD	80.9	1.2	1.5	2Ø12 (2.3 cm ²)
tirante MF	193.7	1.2	3.5	2Ø16 (4.0 cm ²)
tirante ML 1	105.8	1.2	1.9	2Ø12 (2.3 cm ²)
tirante ML 2	105.8	1.2	1.9	2Ø12 (2.3 cm ²)
	Σ(F·l)	2829.8		

ANEXO 2 – Planos de armado de los especímenes

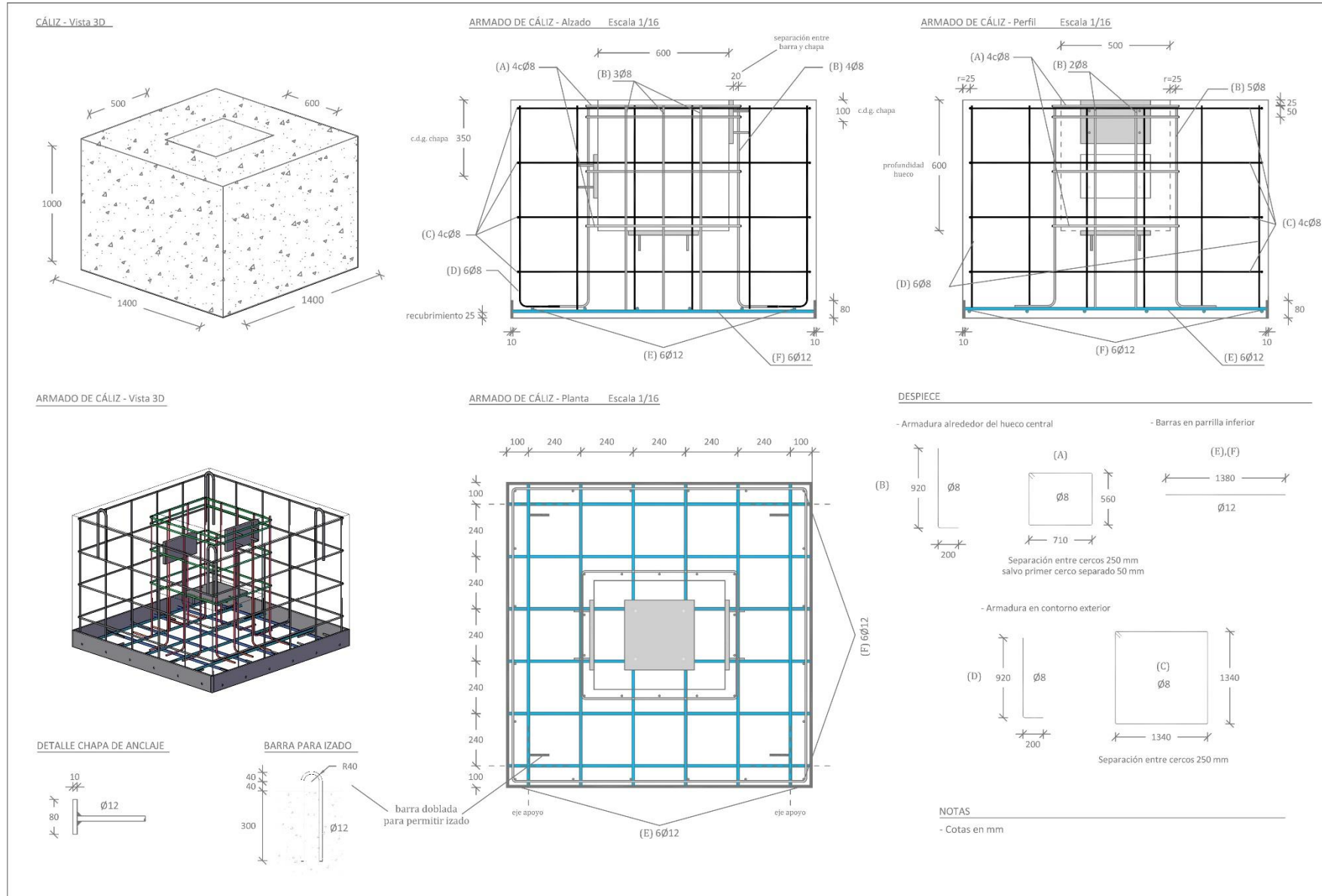


Figura 0-5. Detalle de armado de la pieza X1

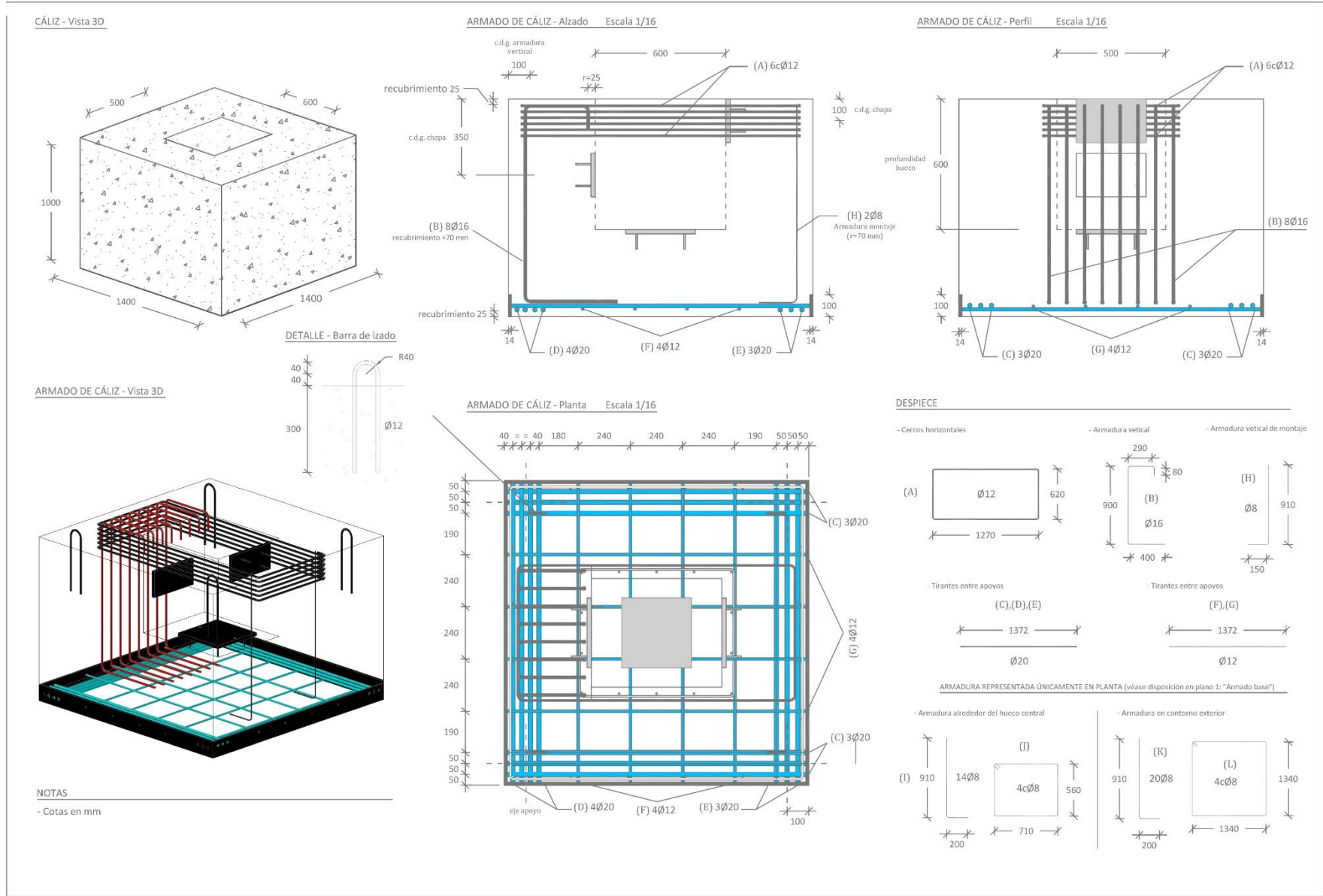


Figura 0-6. Detalle de armado de la pieza X2

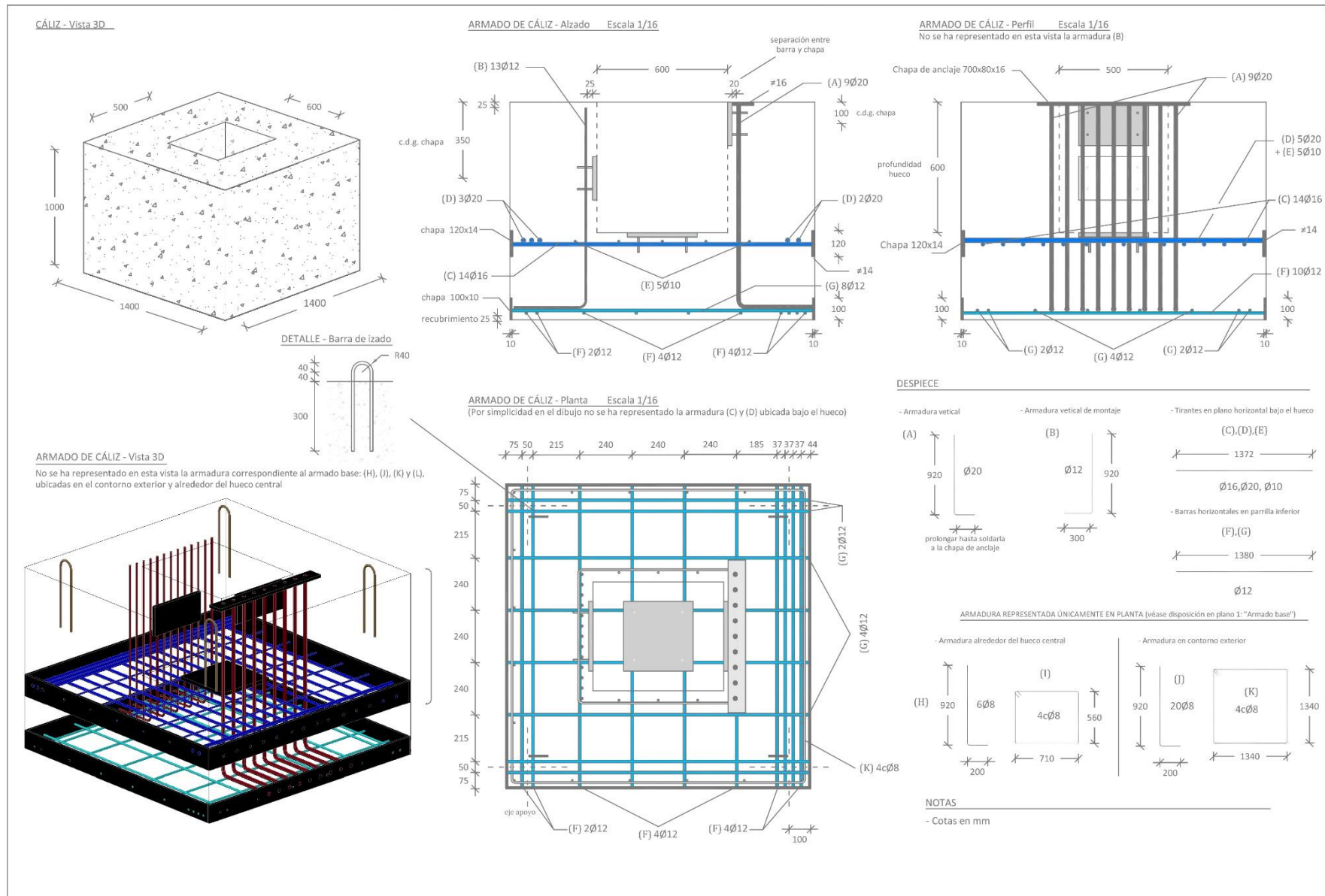


Figura 0-7. Detalle de armado de la pieza X3

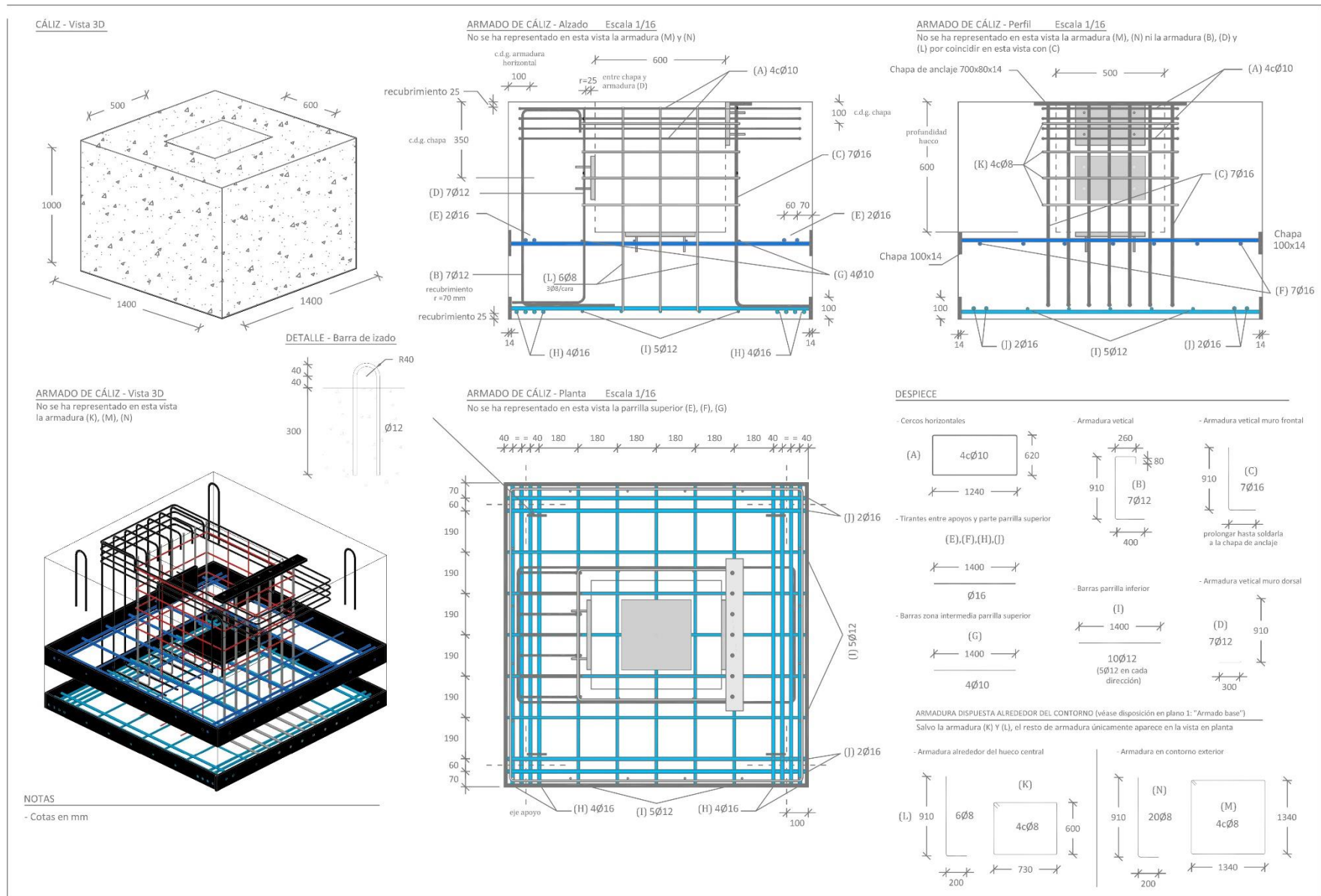


Figura 0-8. Detalle de armado de la pieza X4

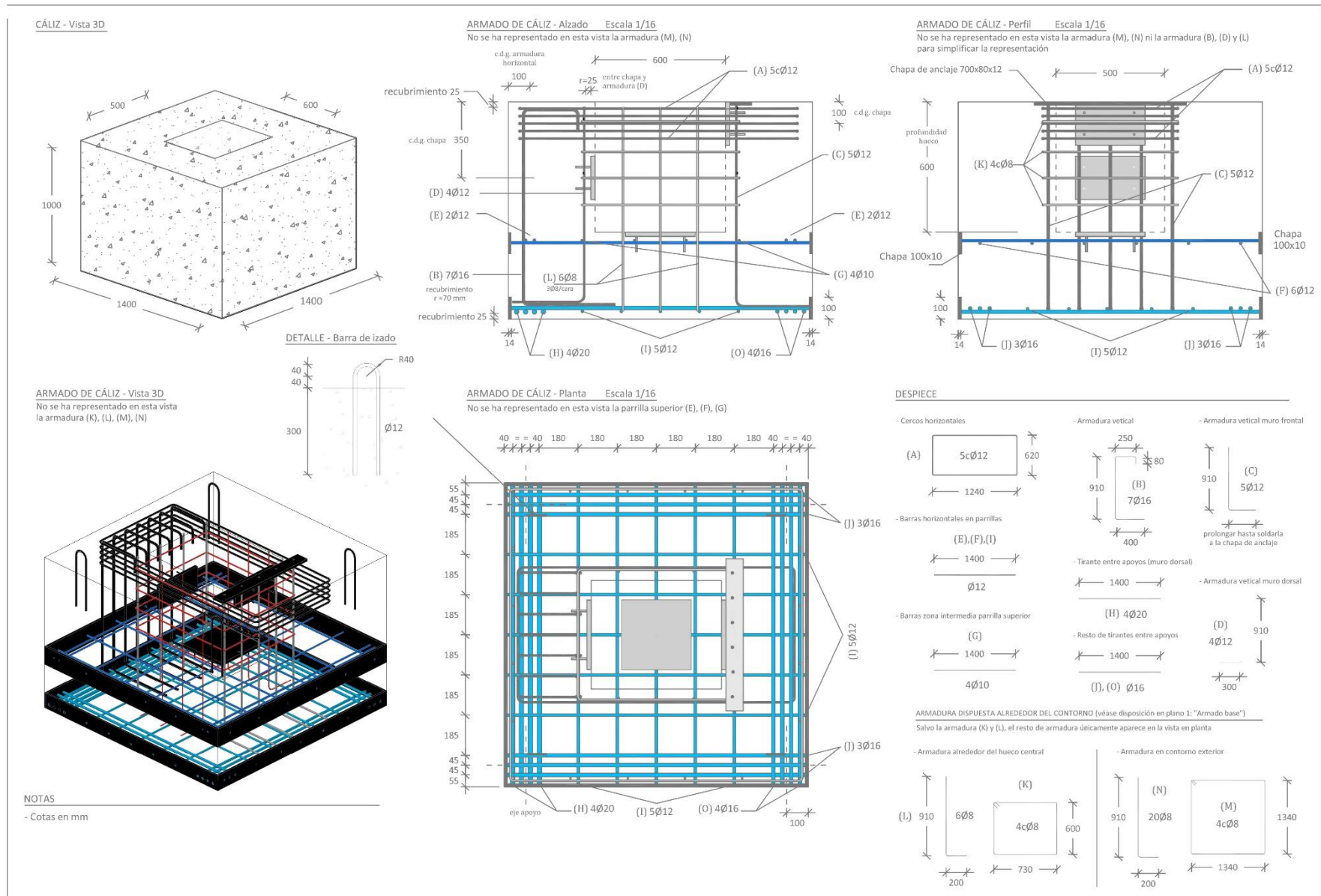


Figura 0-9. Detalle de armado de la pieza X5

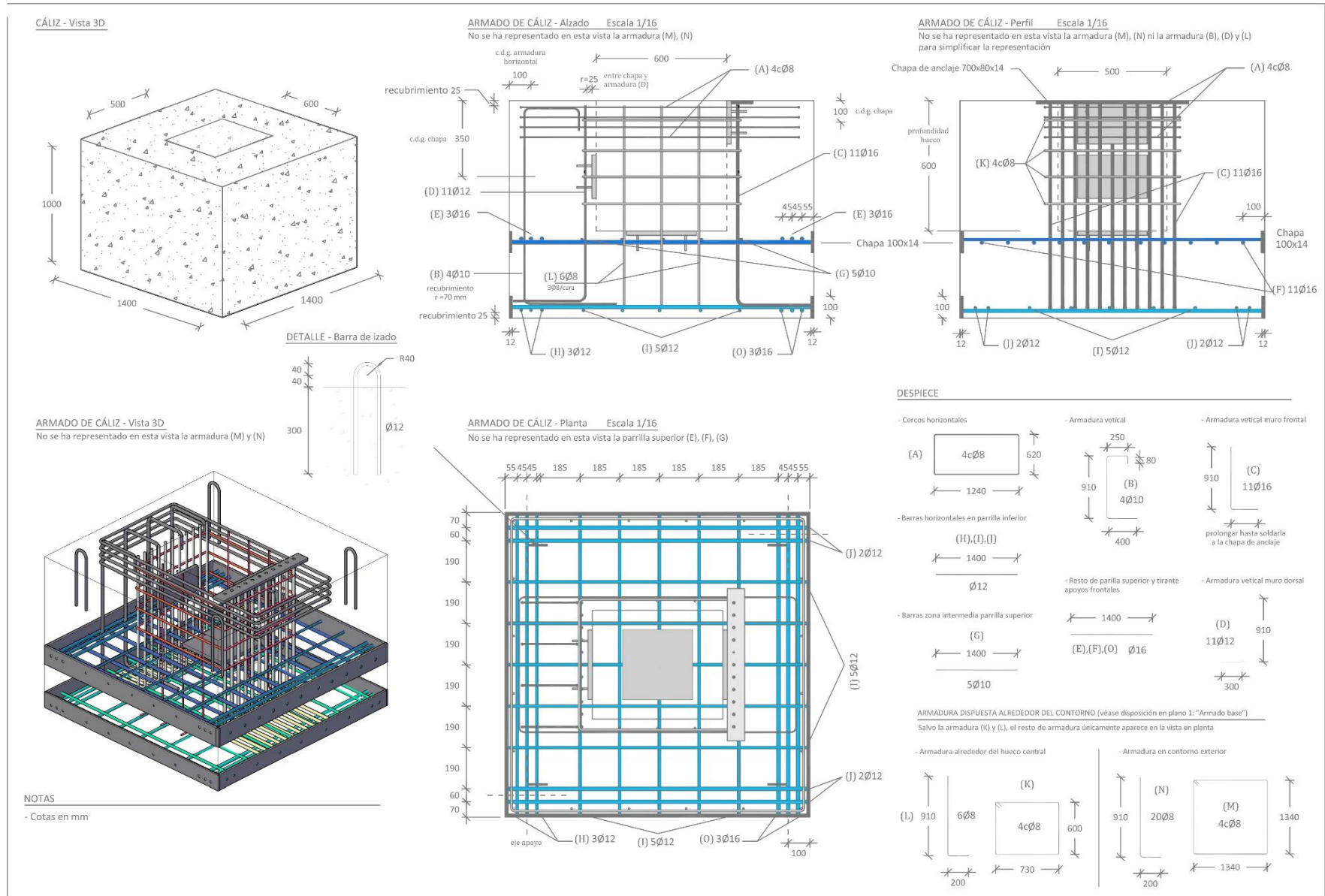


Figura 0-10. Detalle de armado pieza X6

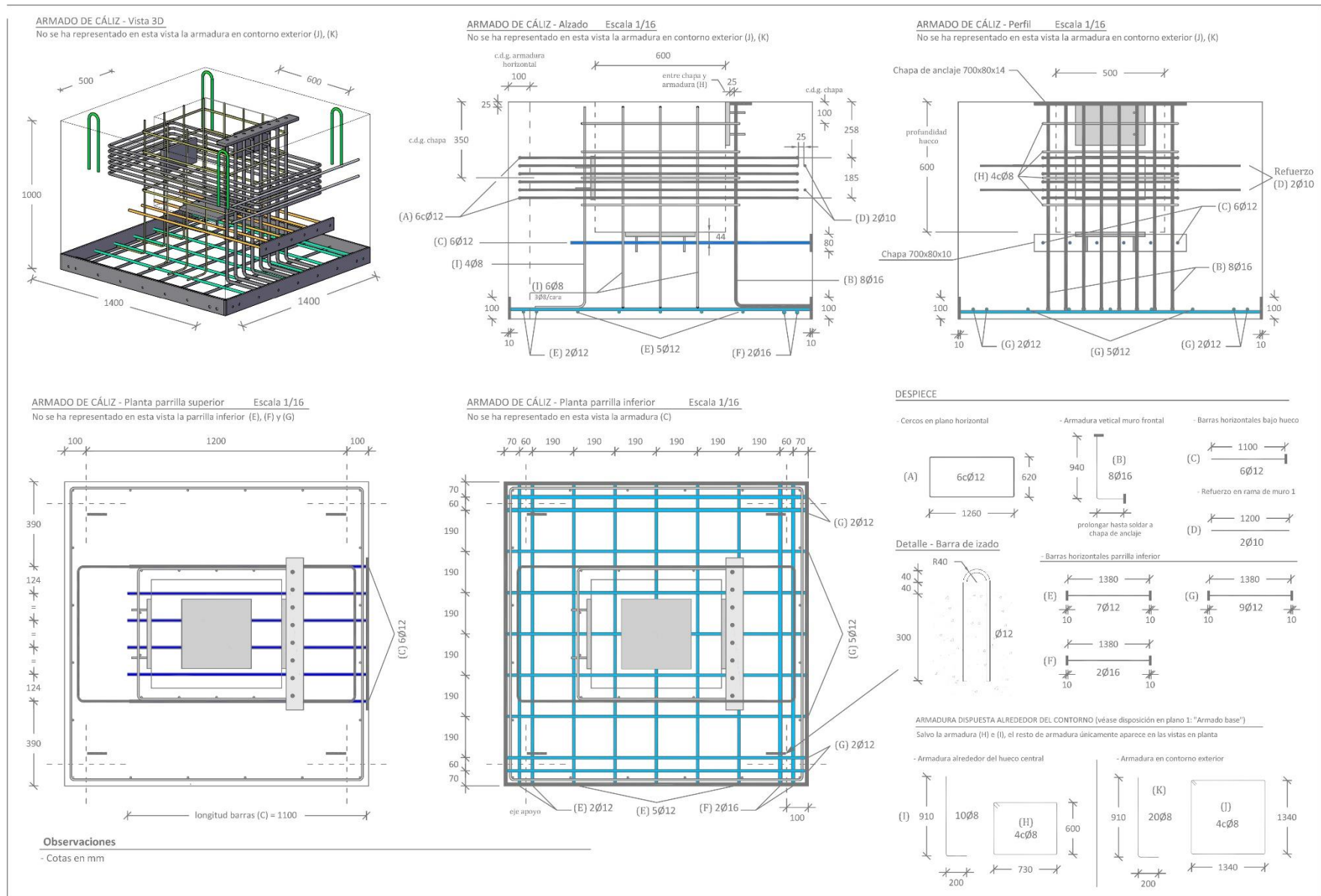


Figura 0-11. Detalle de armado de la pieza X7

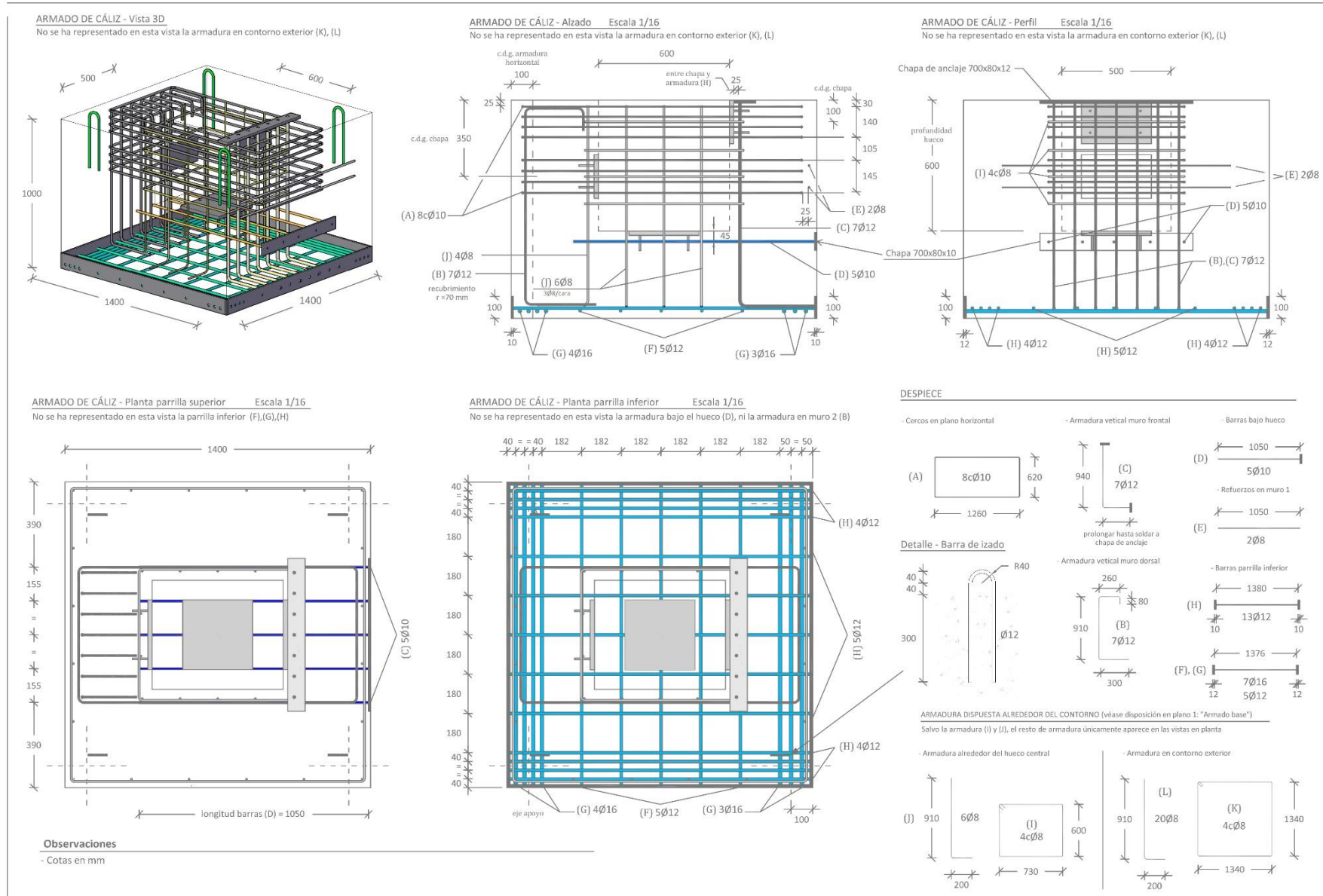


Figura 0-12. Detalle de armado de la pieza X8

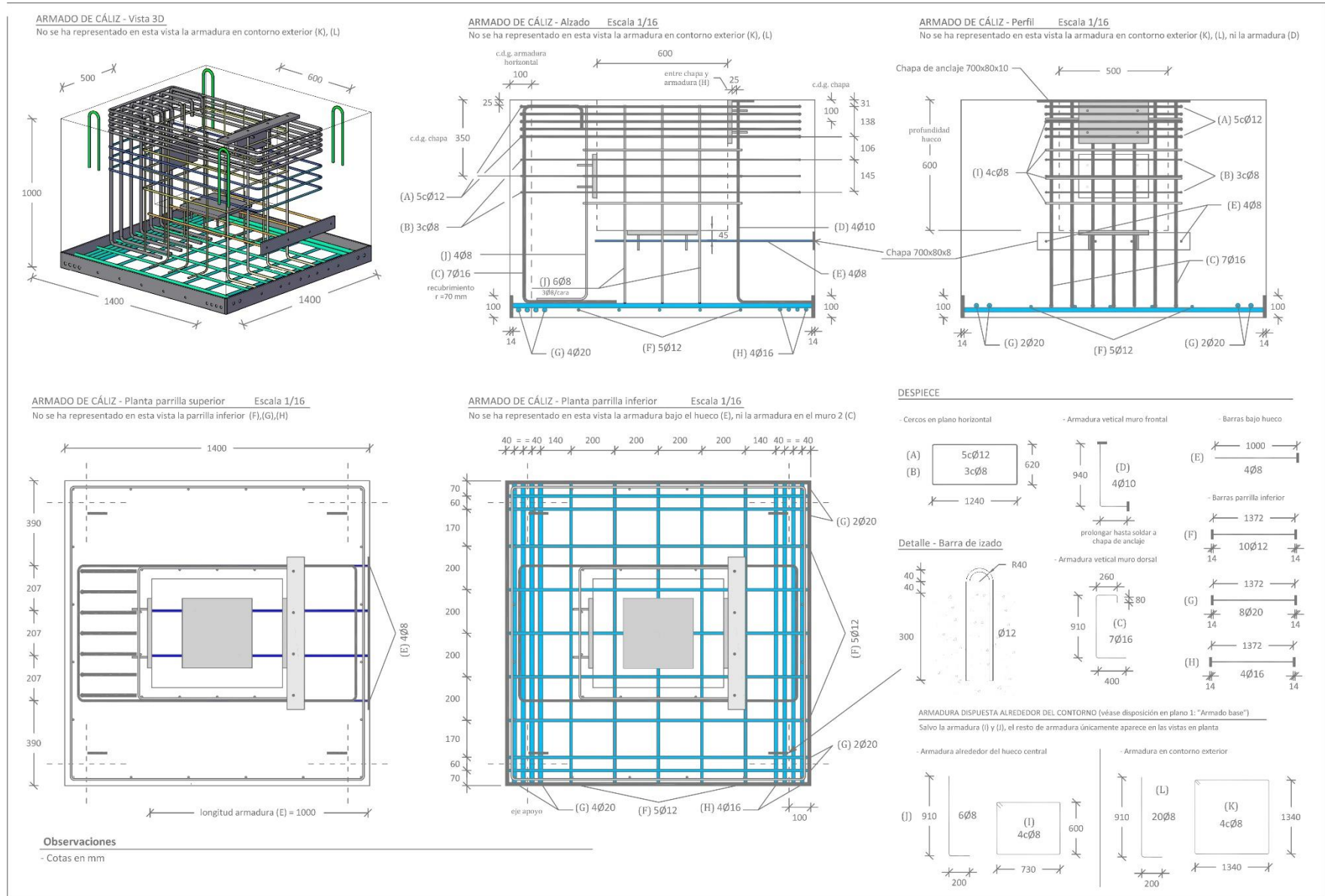


Figura 0-13. Detalle de armado de la pieza X9

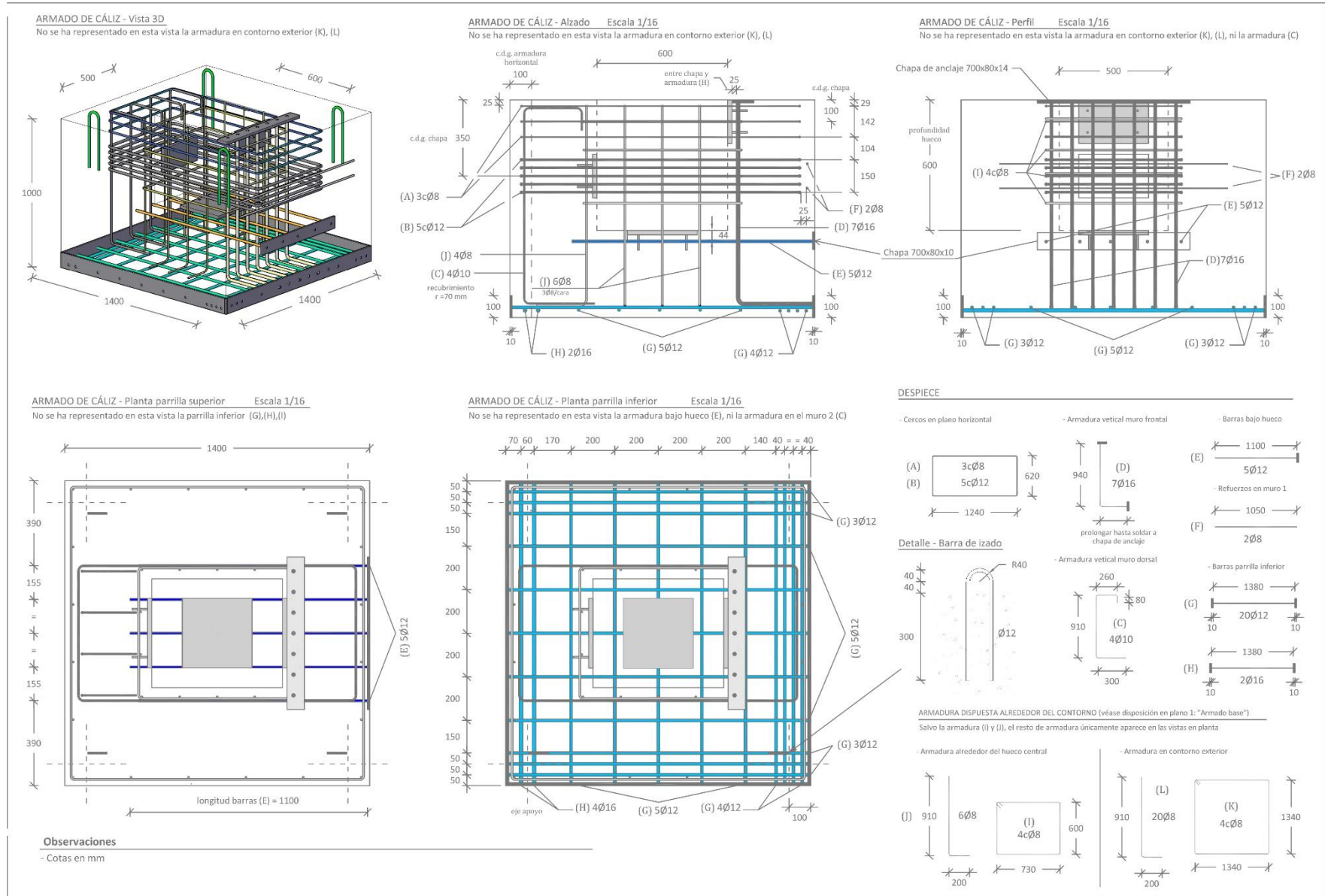


Figura 0-14. Detalle de armado de la pieza X10

ANEXO 3 – Esquema de galgas extensométricas empleado

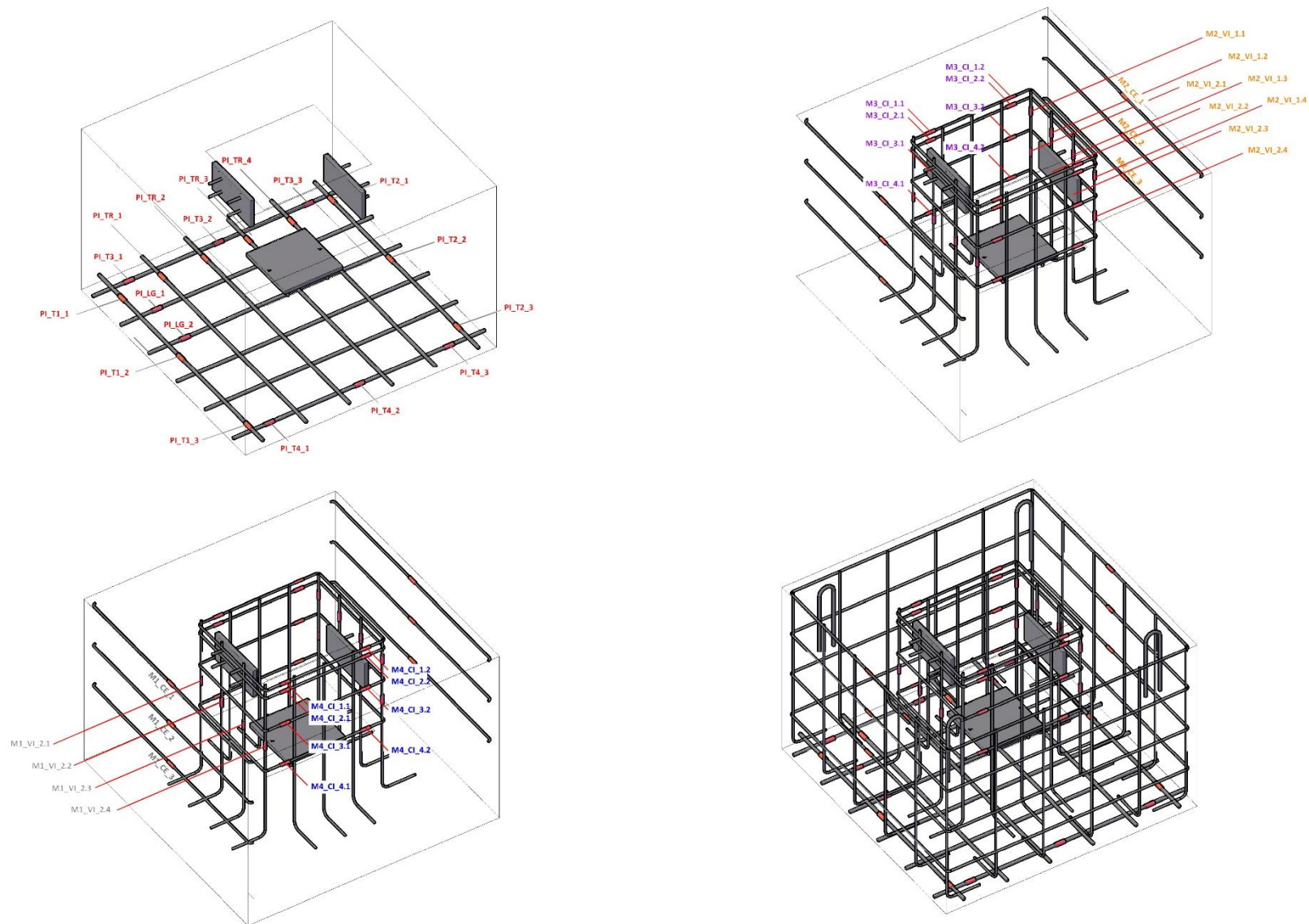


Figura 0-15. Esquema de galgas empleado en la pieza X1

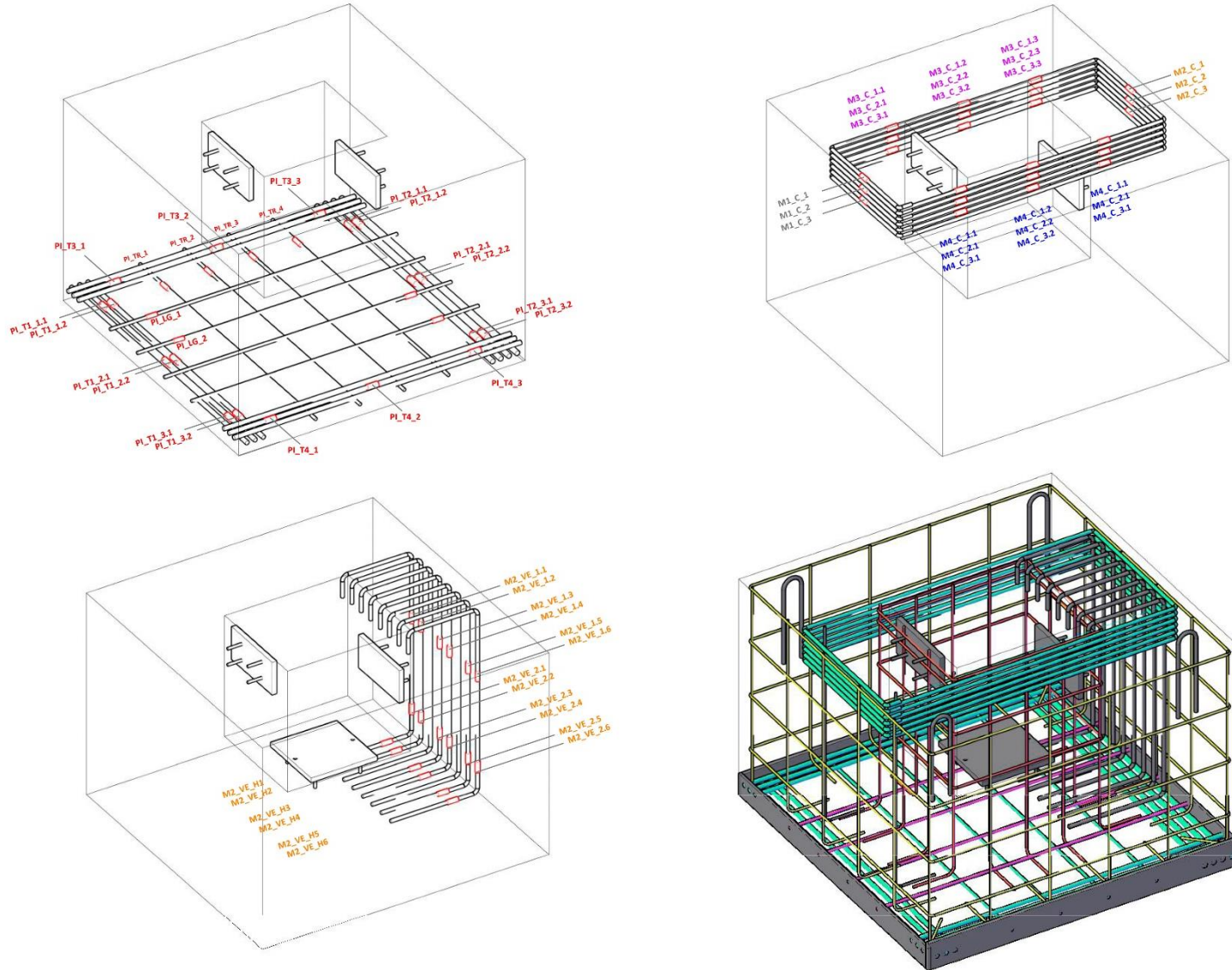


Figura 0-16. Esquema de galgas empleado en la pieza X2

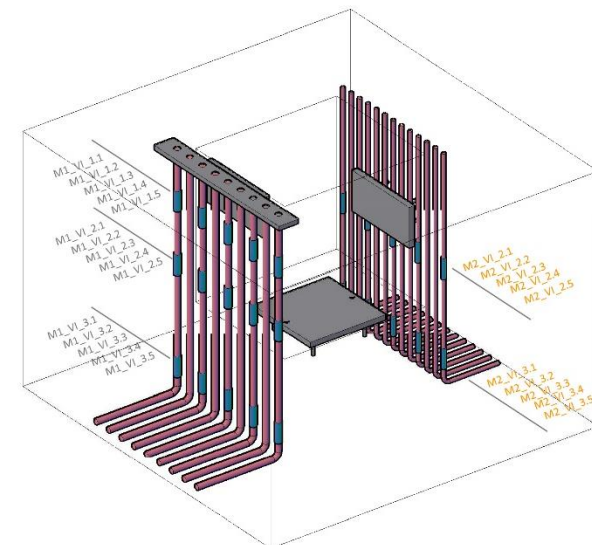
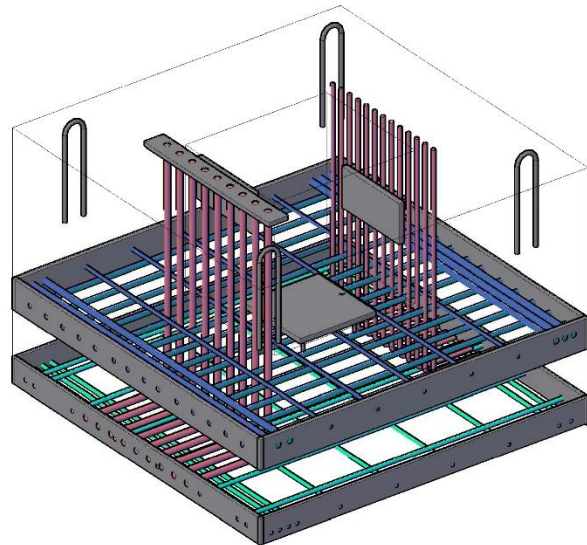
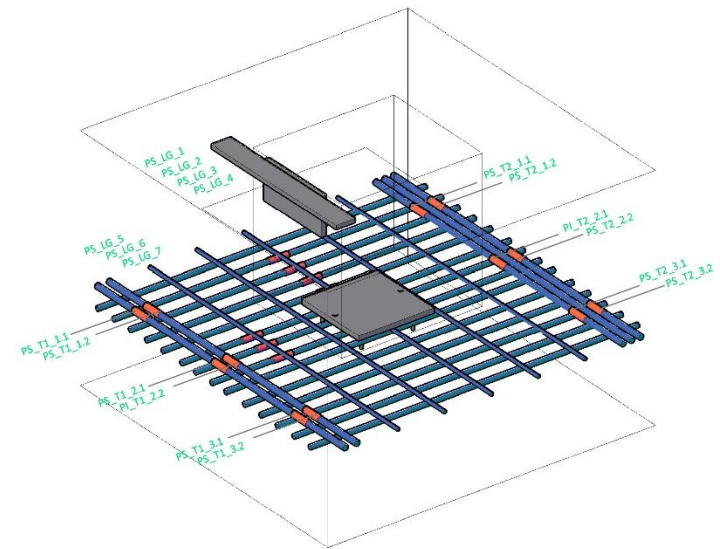
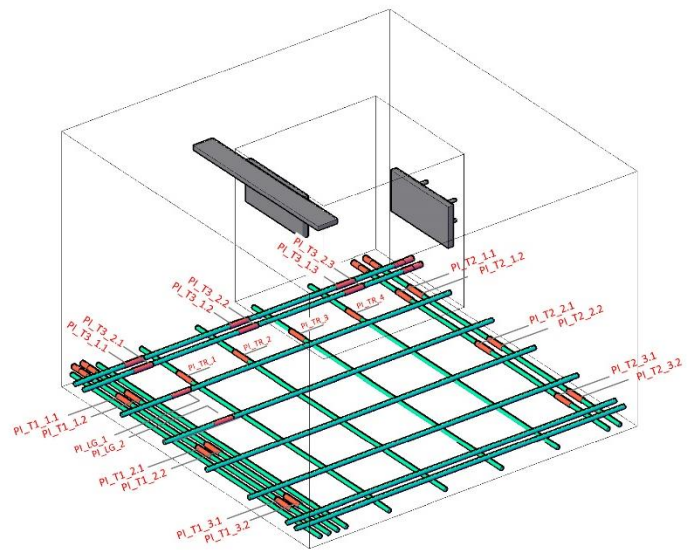


Figura 0-17. Esquema de galgas empleado en la pieza X3

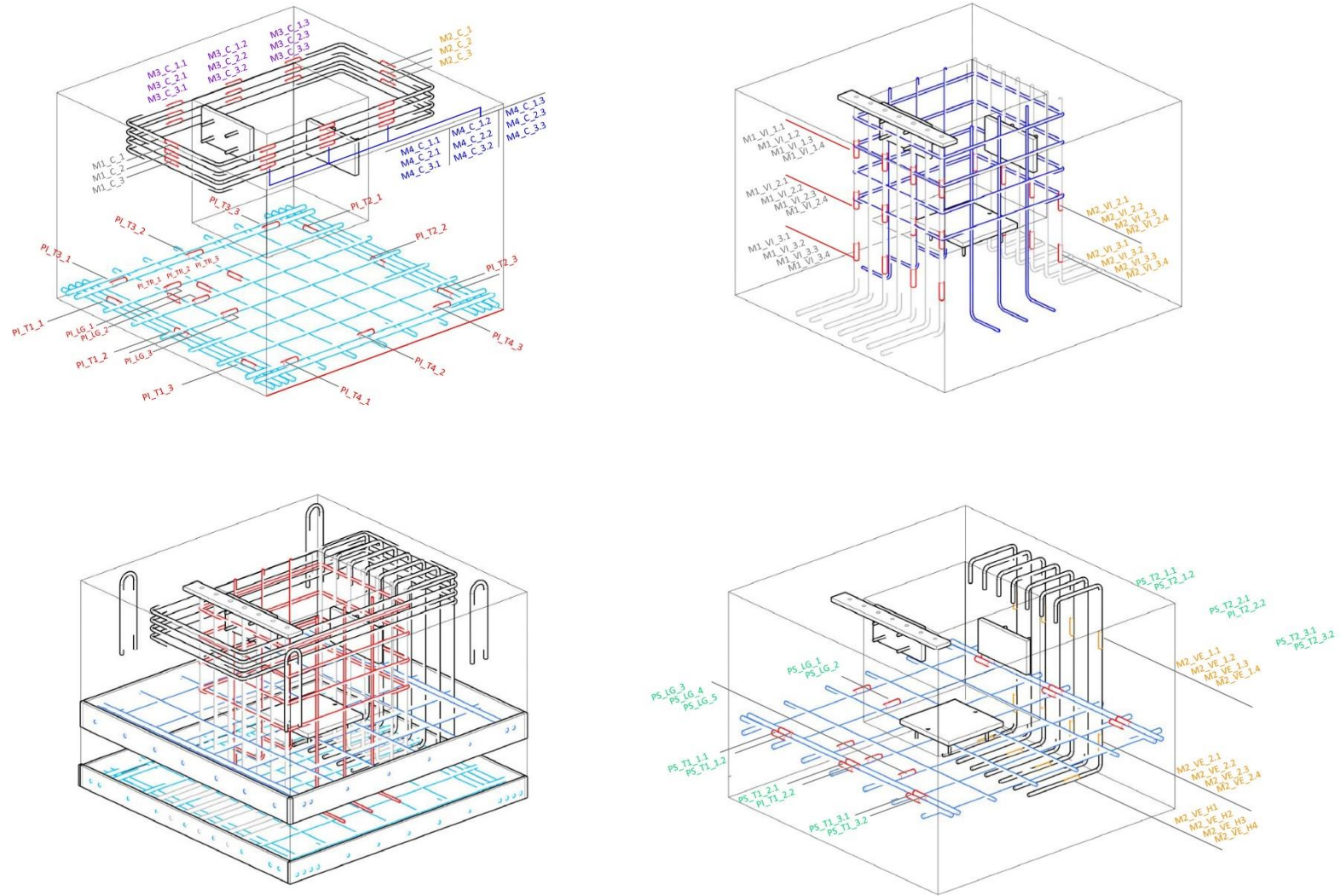


Figura 0-18. Esquema de galgas empleado en la pieza X4

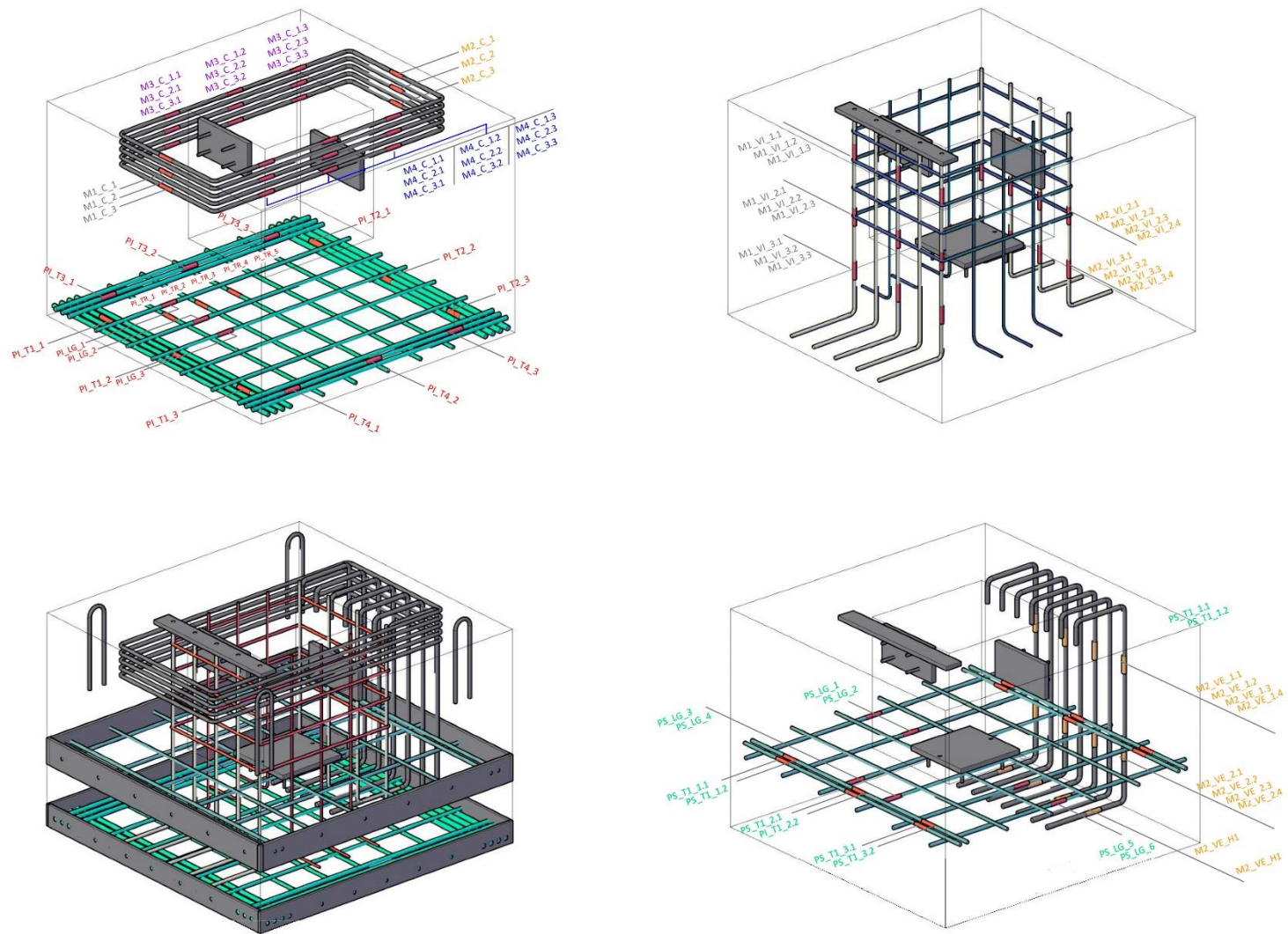


Figura 0-19. Esquema de galgas empleado en la pieza X5

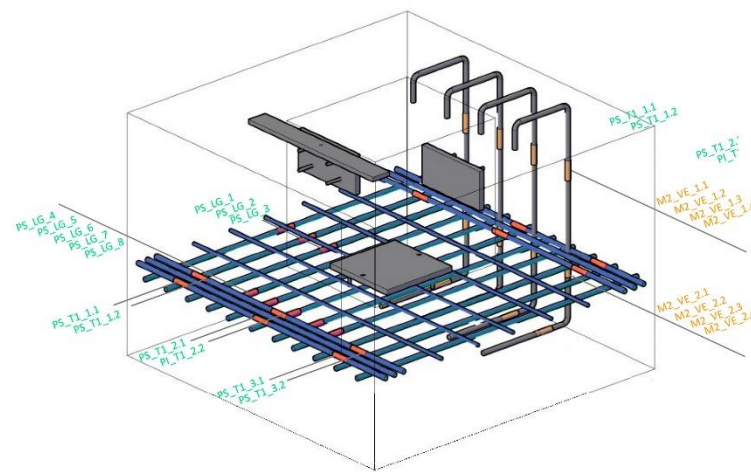
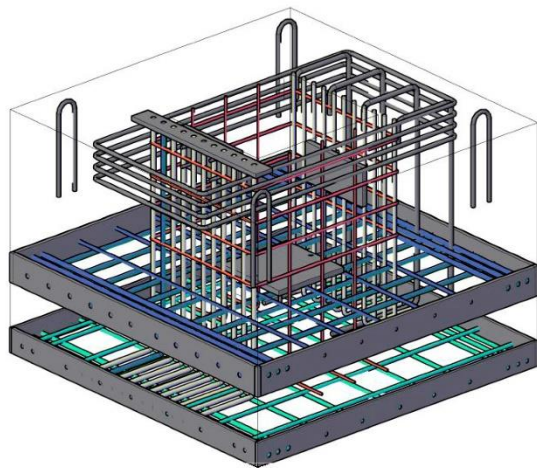
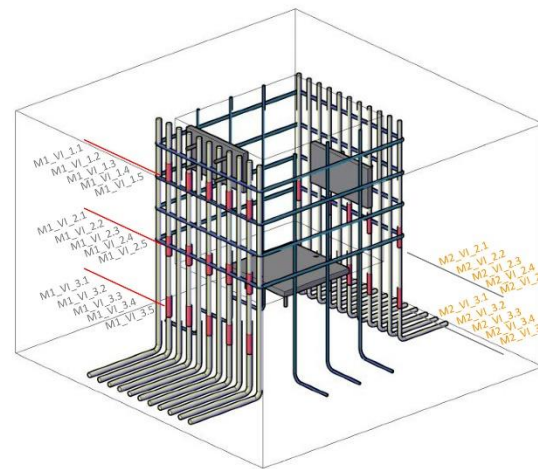
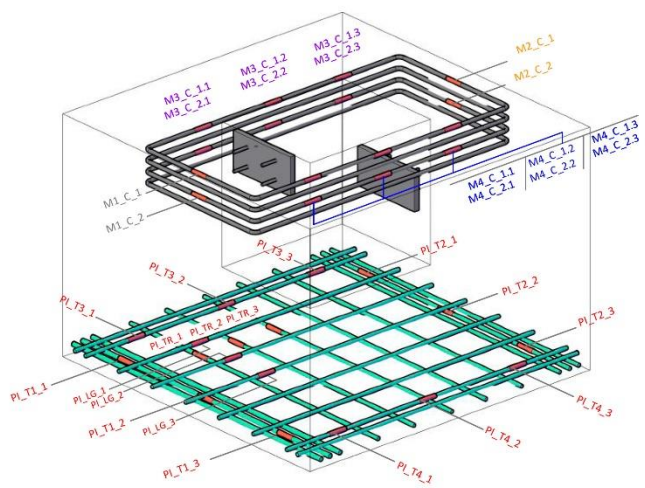


Figura 0-20. Esquema de galgas empleado en la pieza X6

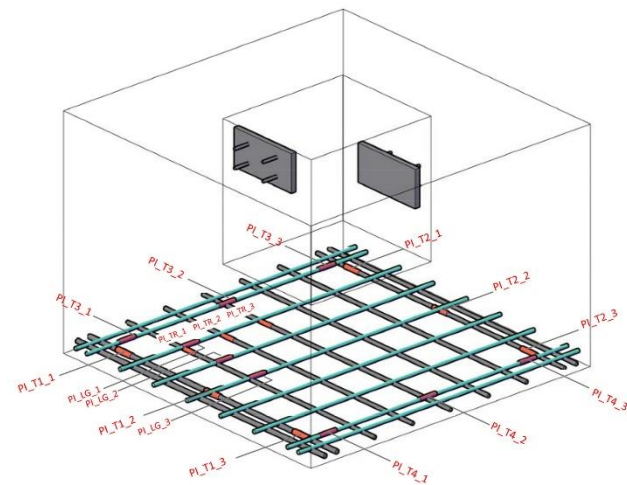
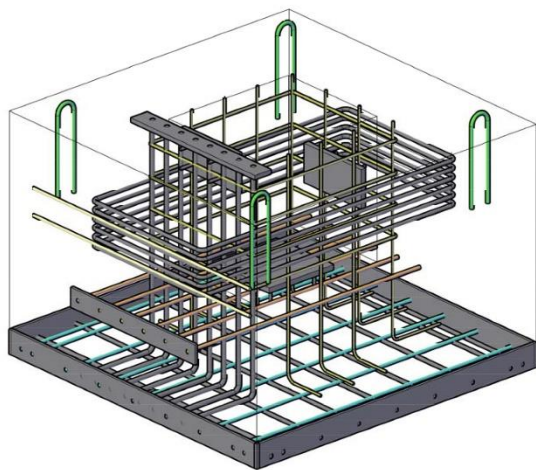
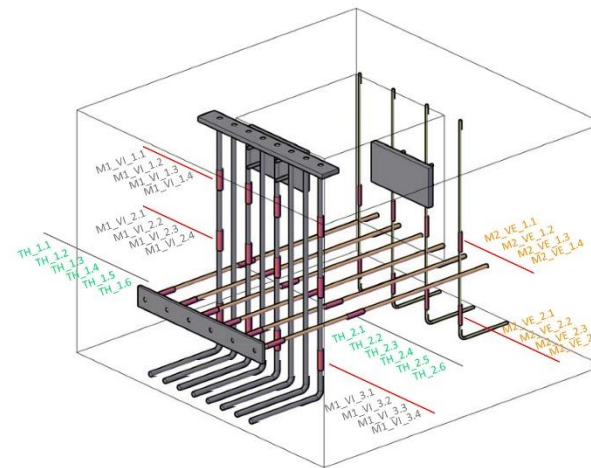
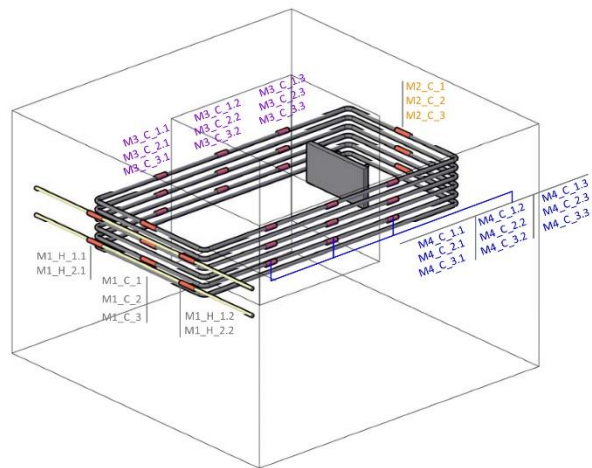


Figura 0-217. Esquema de galgas empleado en la pieza X7

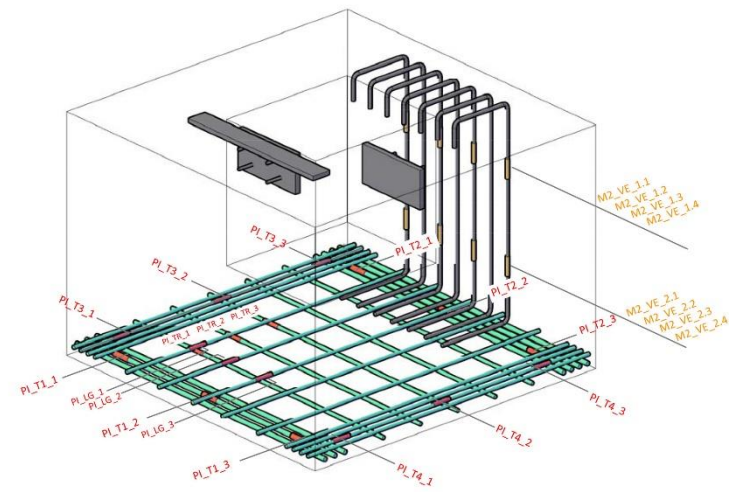
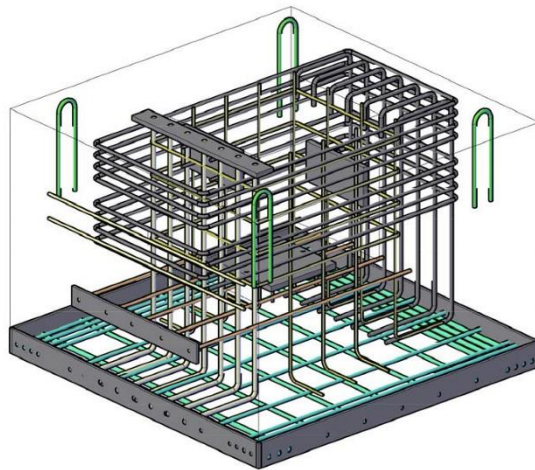
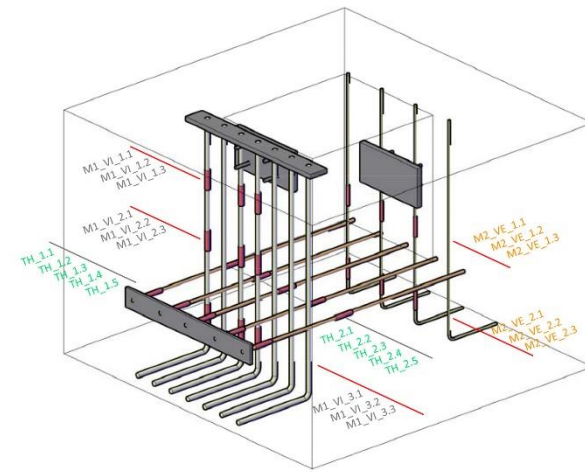
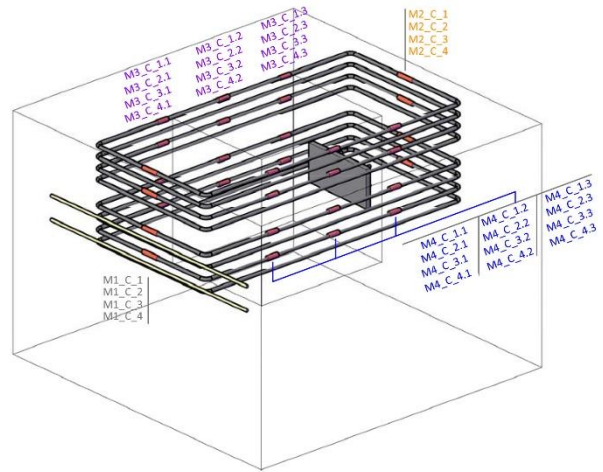


Figura 0-22. Esquema de galgas empleado en la pieza X8

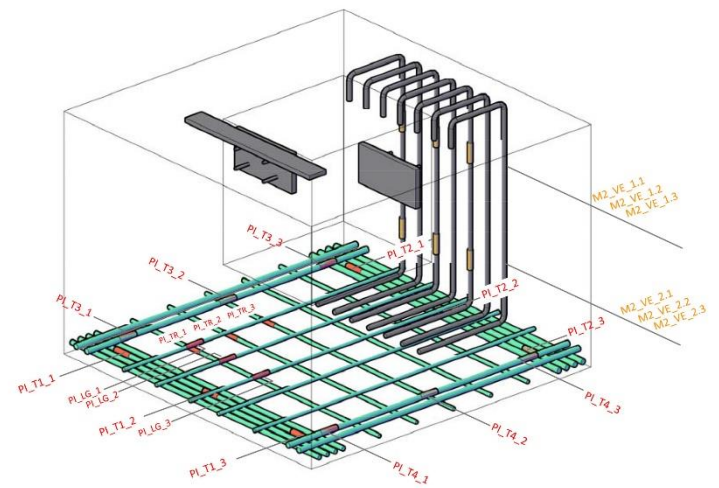
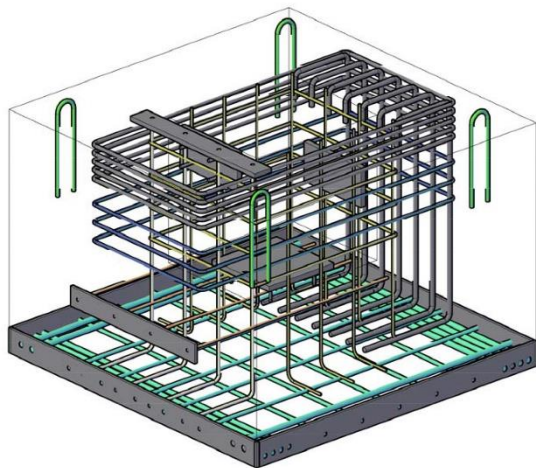
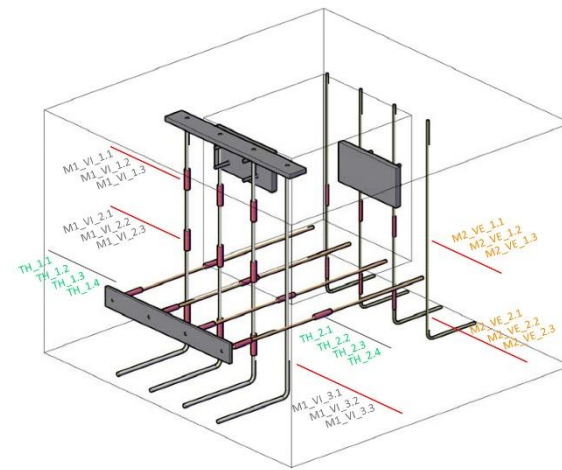
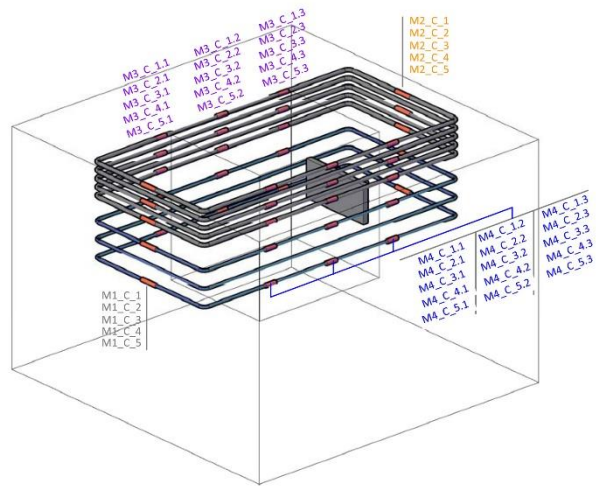


Figura 0-23. Esquema de galgas empleados en la pieza X9

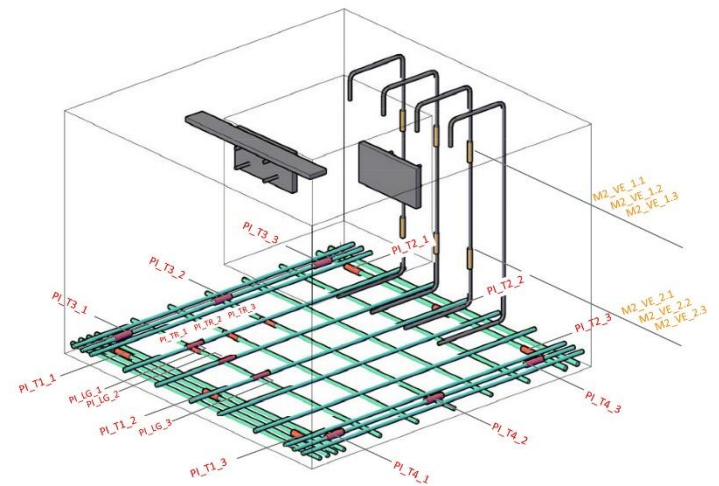
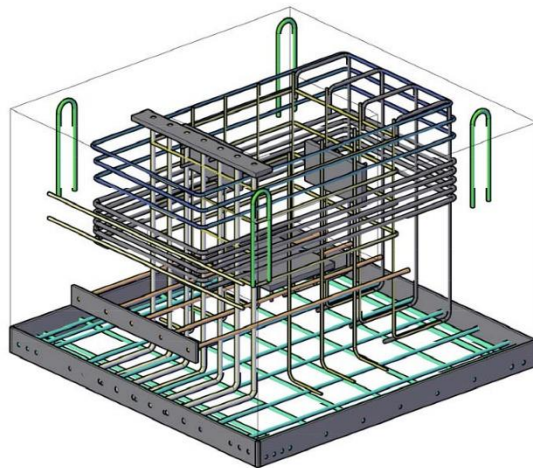
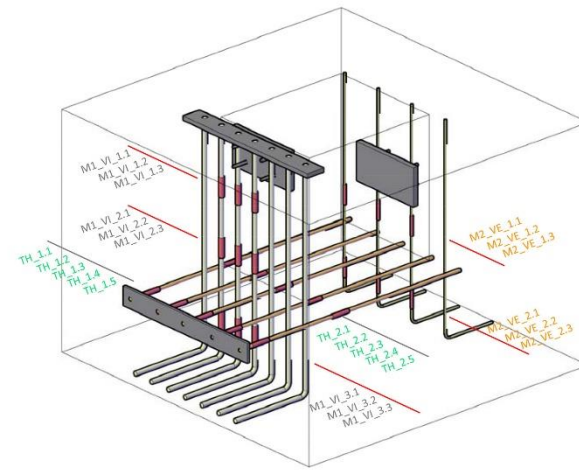
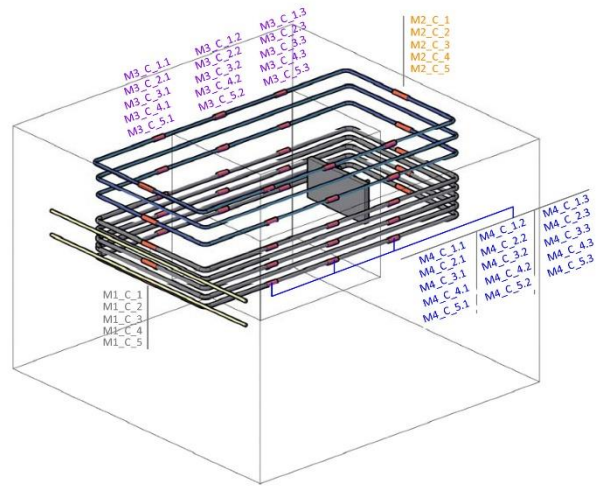


Figura 0-24 Esquema de galgas empleados en la pieza X10