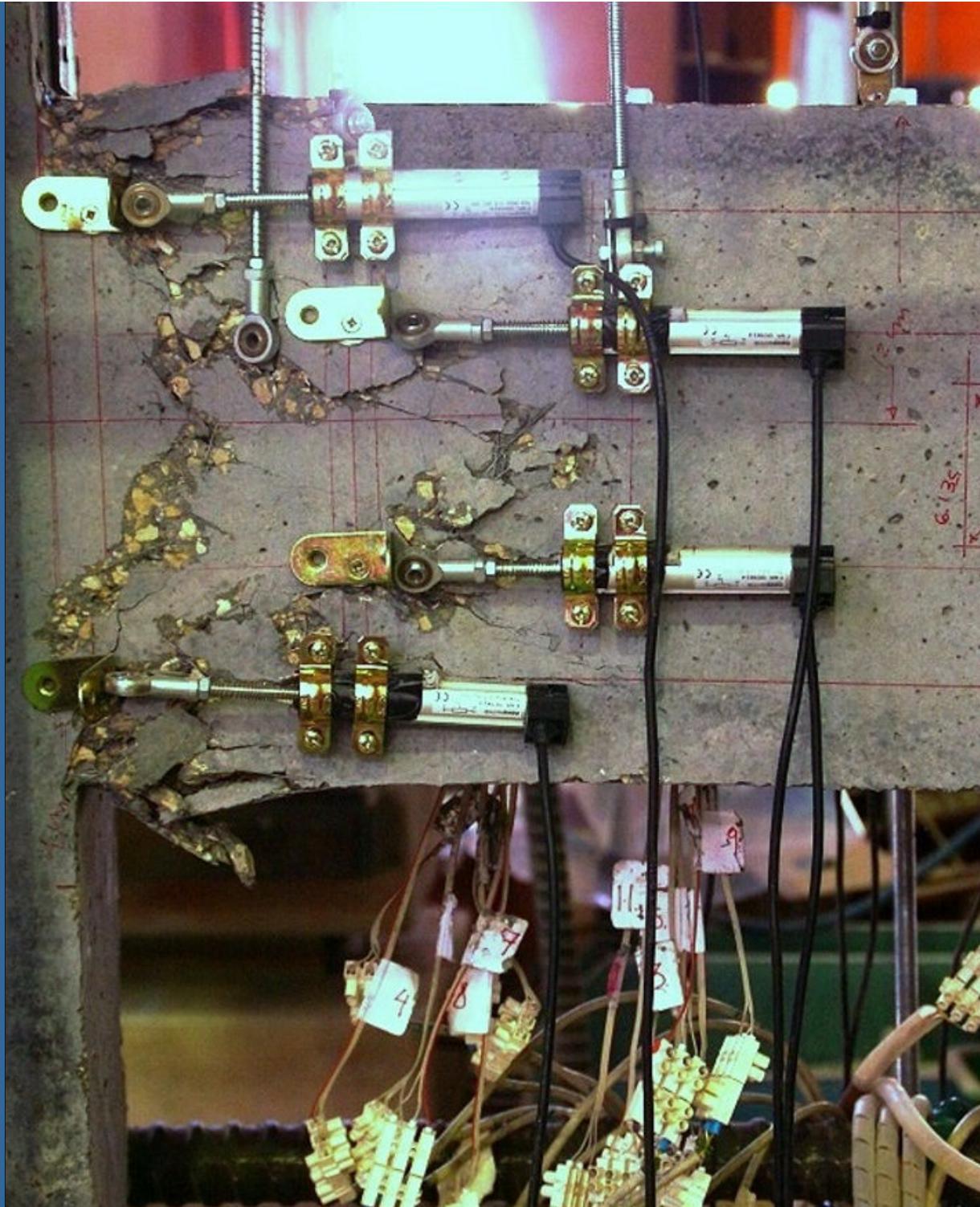




TESIS DOCTORAL
TESIS DOCTORAL



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL

"ESTUDIO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE SOPORTES ESBELTOS DE HORMIGÓN ARMADO CON FIBRAS DE ACERO SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA"

Karen E. Caballero M.
Director: Dr. José Luis Bonet Senach

Valencia, 2015



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
y Proyectos de Ingeniería Civil

TESIS DOCTORAL

Estudio teórico-experimental de soportes
esbeltos de hormigón armado con fibras de
acero sometidos a compresión y carga
lateral cíclica

AUTOR:

Karen Elena Caballero Morrison

DIRIGIDA POR:

Dr. José Luis Bonet Senach

Valencia, febrero de 2015

A mi padre Héctor y a mis abuelos
Esther y Eduardo, in memoriam.

Sean mis primeras palabras para agradecer a todas aquellas personas que me han acompañado durante estos últimos años y que han sido el motor central para culminar esta tesis doctoral.

A mi asesor de tesis, José Luis Bonet Senach por acercarse en el pasillo, creer en mí y darme la oportunidad de aprender cada vez más sobre las estructuras y los materiales de construcción. Por tener paciencia y dedicarme el tiempo necesario para el desarrollo del programa experimental y todo el apoyo brindado para llevar a cabo este proyecto de investigación.

A Pedro Serna por ser mi guía de materiales en la campaña experimental, a los demás profesores y compañeros del Departamento de Ingeniería de la Construcción, conocerlos y compartir experiencias con ustedes fue una ayuda inestimable.

A los técnicos de laboratorio, por el tiempo dedicado a mi persona y las ayudas que recibí durante la campaña experimental; Javier, Juan, Monzó, Pascual, Lino, Paquito y muy especialmente a Vicente, gracias por todo lo que me enseñaste y los sustos que me hacías pasar cuando te deslizabas por los pasillos. También quiero agradecer a mis compañeros de batalla durante la campaña experimental: Luiz da Costa, John Cook, Diego Ravasio y Heuler Silva, por el tiempo y esfuerzo dedicado a este proyecto.

A mi querido grupo de amigos, en especial a mi amiga Fani, así como a Alberto, Jaime, Carlos, Rafa, Javier, Javier "eh che" y Joaquín; compartir con ustedes ha sido una experiencia inolvidable. Además quiero agradecer especialmente a Sixto, por su amistad y por sus consejos de programación; igualmente a Irán, mi amigo de siempre.

También quiero agradecer en Panamá, a la Secretaría Nacional de Ciencia y Tecnología y a la Universidad Tecnológica de Panamá por darme la oportunidad de especializarme, y agradecer muy especialmente a la Decana de la Facultad de Ingeniería Civil, la Ing. Ángela Laguna, al Dr. Martín Candanedo y al Lic. Alex Matus, porque sin su apoyo no hubiera sido posible la culminación de esta tesis.

Y por último quiero agradecer a mi madre Elena y mi hermano David por estar ahí siempre; a mi tío Emigdio, a Mariló y Carmelito padre, por el apoyo brindado, y a ti Melo por contar contigo en todo momento; gracias familia por darme la fortaleza de seguir adelante.

Mil gracias a todos!!!

Karen Elena

RESUMEN

La ductilidad es una característica deseable en cualquier diseño estructural ya que garantiza la seguridad de la estructura ante sobrecargas imprevistas y/o inversiones de carga. Cabe señalar que en las columnas situadas en los edificios de hormigón armado es posible la formación de rótulas plásticas, especialmente en la unión soporte-cimentación. La capacidad de deformación del soporte depende de la esbeltez. Sin embargo, son escasos los ensayos experimentales de soportes de esbeltez media (entre 5 y 10) sometidos a cargas cíclicas fabricados con hormigones con o sin fibras de acero.

Por tal motivo, en la presente tesis doctoral se ha estudiado el comportamiento de soportes esbeltos sometidos a esfuerzos combinados de compresión constante y carga lateral cíclica. Las variables que se han estudiado son: la esbeltez, el nivel de carga axial, la cuantía de armadura transversal, la resistencia del hormigón y el contenido de fibras de acero en la masa de hormigón.

Se han realizado 25 ensayos experimentales con el objetivo de conocer el comportamiento de este tipo de elementos, obteniéndose resultados experimentales que han permitido calibrar un modelo numérico con el Programa "OpenSees" y validar métodos simplificados.

Adicionalmente se ha desarrollado un estudio paramétrico con 954 ensayos numéricos, el cual ha permitido proponer métodos simplificados para la evaluación en la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado, para el estado elástico y el estado último.

Los métodos propuestos en la presente tesis, han sido desarrollados para la comprobación y diseño en soportes de hormigón armado; a partir de ellos, es posible prever el comportamiento esperado según los parámetros como la rigidez elástica efectiva y última, el desplazamiento elástico efectivo y último, y la ductilidad en desplazamientos.

RESUM

La ductilitat és una característica desitjable en qualsevol disseny estructural ja que garanteix la seguretat de l'estructura davant de sobrecàrregues imprevistes y/o inversions de càrrega. Cal assenyalar que en les columnes situades en els edificis de formigó armat és possible la formació de ròtules plàstiques, especialment en la unió suport- fonamentació. La capacitat de deformació del suport depén de l'esveltesa. No obstant això, són escassos els assajos experimentals de suports d'esveltesa mitjana (entre 5 i 10) sotmesos a càrregues cícliques fabricats amb formigons amb o sense fibres d'acer.

Per tal motiu, en la present tesi doctoral s'ha estudiat el comportament de suports esvelts sotmesos a esforços combinats de compressió constant i càrrega lateral cíclica. Les variables que s'han estudiat són: l'esveltesa, el nivell de càrrega axial, la quantia d'armadura transversal, la resistència del formigó i el contingut de fibres d'acer en la massa de formigó.

S'han realitzat 25 assajos experimentals amb l'objectiu de conèixer el comportament d'este tipus d'elements, obtenint-se resultats experimentals que han permés calibrar un model numèric amb el Programa "OpenSees" i validar mètodes simplificats.

Addicionalment s'ha desenrotllat un estudi paramètric amb 954 assajos numèrics, el qual ha permés proposar mètodes simplificats per a l'avaluació en la capacitat de deformació en suports de formigó armat, per a l'estat elàstic i l'estat últim.

Els mètodes proposats en la present tesi, han sigut desenrotllats per a la comprovació i disseny en suports de formigó armat; a partir d'ells, és possible preveer el comportament esperat segons els paràmetres com la rigidesa elàstica efectiva i última, el desplaçament elàstic efectiu i últim, i la ductilitat en desplaçaments.

SUMMARY

The ductility is a desirable characteristic in any structural design since it guarantees the safety of the structure to unforeseen load surcharges and/or load inversions. It is necessary to point out that in the columns placed in the buildings of armed concrete the formation of plastic patellae is possible, especially in the support union foundation. The capacity of distortion of the support depends on the slenderness. Nevertheless, there are scarce the experimental essays of supports of average slenderness (between 5 and 10) submitted to cyclical charges made with concretes with or without steel fibres.

For such a motive, in the present doctoral thesis there has been studied the behaviour of slender supports submitted to combined efforts of constant compression and cyclical side load. The variables that have studied sound: the slenderness, the level of axial load, the quantity of transverse armour, the resistance of the concrete and the content of fibres of steel in the concrete mass.

25 experimental essays have been realized with the target to know the behaviour of this type of elements, there being obtained experimental results that have allowed to calibrate a numerical model with the Program "OpenSees" and validate simplified methods.

Additionally a study has developed a parametric study with 954 numerical essays, which has allowed to propose methods simplified for the evaluation in the capacity of distortion in supports of armed concrete, for the flexible state and the last state.

The methods proposed in the present thesis, have been developed for the cross-check and design in supports of armed concrete; from them, there is possible to foresee the behaviour expected according to the parameters like the effective and last flexible rigidity, the effective and last flexible displacement, and the ductility in displacements.

INDICE

CAPÍTULO 1

| | |
|--------------------------|------------|
| INTRODUCCIÓN..... | 1.1 |
|--------------------------|------------|

CAPÍTULO 2

| | |
|--|------------|
| ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO..... | 2.1 |
|--|------------|

| | |
|---|------|
| 2.1. Hormigón reforzado con fibras de acero..... | 2.2 |
| 2.1.1. Consideraciones generales..... | 2.2 |
| 2.1.2. Materiales y proporciones..... | 2.3 |
| 2.1.3. Propiedades mecánicas..... | 2.4 |
| 2.1.3.1. Resistencia a la tracción..... | 2.4 |
| 2.1.3.2. Resistencia a compresión..... | 2.9 |
| 2.1.3.3. Tenacidad..... | 2.18 |
| 2.1.3.4. Resistencia a cortante y torsión..... | 2.18 |
| 2.1.3.5. Módulo de elasticidad..... | 2.18 |
| 2.1.3.6. Adherencia fibra-matriz..... | 2.19 |
| 2.2. Introducción teórica a la capacidad de deformación de los soportes.. | 2.19 |
| 2.2.1. Longitud de plastificación..... | 2.23 |
| 2.3. Parámetros principales de los que depende la capacidad de deformación del soporte..... | 2.28 |
| 2.3.1. Nivel de carga axial..... | 2.28 |
| 2.3.2. Cuantía de armadura longitudinal..... | 2.28 |
| 2.3.3. Confinamiento..... | 2.29 |
| 2.3.4. Esbeltez a cortante..... | 2.30 |
| 2.3.5. Pandeo de la armadura longitudinal..... | 2.30 |
| 2.3.6. Salto de recubrimiento..... | 2.31 |
| 2.3.7. Resistencia del hormigón..... | 2.31 |
| 2.3.8. Contenido de fibras de acero en la masa de hormigón..... | 2.32 |
| 2.4. Métodos simplificados..... | 2.33 |
| 2.4.1. Capacidad de deformación..... | 2.33 |
| 2.4.1.1. Normativa..... | 2.53 |
| 2.4.2. Cuantía de armadura transversal requerida..... | 2.62 |
| 2.4.2.1. Según métodos propuestos encontrados en la literatura..... | 2.62 |
| 2.4.2.2. Según las normativas..... | 2.85 |

| | |
|---|-------|
| 2.4.3. Resistencia a cortante..... | 2.89 |
| 2.4.4. Pandeo de la armadura longitudinal..... | 2.93 |
| 2.5. Antecedentes de la investigación experimental..... | 2.95 |
| 2.5.1. Análisis paramétrico de ensayos experimentales existentes en la literatura.... | 2.98 |
| 2.5.1.1. Resistencia del hormigón (f_c)..... | 2.99 |
| 2.5.1.2. Nivel de axil reducido..... | 2.100 |
| 2.5.1.3. Esbeltez a cortante (λ_v)..... | 2.101 |
| 2.5.1.4. Cuantía geométrica de armadura transversal (ρ_s)..... | 2.102 |
| 2.5.1.5. Cuantía geométrica de armadura longitudinal (ρ_l)..... | 2.103 |
| 2.5.1.6. Conclusiones del análisis paramétrico de ensayos experimentales..... | 2.104 |

CAPÍTULO 3

| | |
|---|------------|
| IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS..... | 3.1 |
| 3.1. Importancia de la investigación..... | 3.2 |
| 3.1.1. Objetivo general..... | 3.3 |
| 3.1.2. Objetivos específicos..... | 3.4 |

CAPÍTULO 4

| | |
|--|------------|
| PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 4.1 |
| 4.1. Definición de los parámetros de estudio..... | 4.2 |
| 4.2. Caracterización de los materiales..... | 4.7 |
| 4.2.1. Hormigón..... | 4.7 |
| 4.2.2. Acero..... | 4.8 |
| 4.3. Diseño del ensayo..... | 4.9 |
| 4.3.1. Procedimiento de ensayo..... | 4.12 |
| 4.3.1.1. Preparación de la armadura..... | 4.13 |
| 4.3.1.2. Preparación del encofrado..... | 4.17 |
| 4.3.1.3. Hormigonado del soporte y de las probetas de control..... | 4.19 |
| 4.3.1.3.a Preparación de los materiales..... | 4.19 |
| 4.3.1.3.b Amasado de los materiales..... | 4.20 |
| 4.3.1.3.c Vertido, vibración y compactación del hormigón..... | 4.20 |
| 4.3.1.3.d Desmoldeo..... | 4.22 |
| 4.3.1.4. Preparación del soporte a ser ensayado..... | 4.24 |
| 4.3.1.4.a Instrumentación..... | 4.24 |
| 4.3.1.4.b Rotura de las probetas de control..... | 4.26 |

| | |
|--|------|
| 4.3.1.4.c Configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos. | 4.32 |
| 4.3.1.4.d Inicio del ensayo..... | 4.33 |
| 4.3.1.4.e Finalización del ensayo..... | 4.37 |

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES.....5.1

| | |
|---|------|
| 5.1. Comportamiento observado de los soportes..... | 5.2 |
| 5.1.1. Modo de fallo observado..... | 5.2 |
| 5.1.2. Longitud crítica de daño..... | 5.7 |
| 5.1.3. Efecto de la rigidez del "STUB"..... | 5.8 |
| 5.1.4. Pandeo de las armaduras..... | 5.9 |
| 5.1.5. Resumen general observado en las series realizadas en la campaña experimental | 5.11 |
| 5.2. Resultados directos..... | 5.12 |
| 5.2.1. Carga vertical..... | 5.12 |
| 5.2.2. Deformación de la armadura en compresión y en tracción..... | 5.12 |
| 5.3. Análisis de los resultados experimentales..... | 5.13 |
| 5.3.1. Modo de respuesta..... | 5.13 |
| 5.3.1.1. Carga - Desplazamiento..... | 5.13 |
| 5.3.1.2. Deformación unitaria en compresión y en tracción de la armadura.. | 5.18 |
| 5.3.2. Envoltorio de Carga - Desplazamiento..... | 5.20 |
| 5.3.3. Definición de los parámetros de ductilidad y energía de disipación..... | 5.24 |
| 5.3.4. Discusión de resultados..... | 5.25 |
| 5.3.4.1. Efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón..... | 5.26 |
| 5.3.4.1.a Hormigón Convencional..... | 5.26 |
| 5.3.4.1.b Hormigón de Alta Resistencia..... | 5.29 |
| 5.3.4.2. Efecto de la resistencia del hormigón (HC y HAR) | 5.32 |
| 5.3.4.3. Efecto del nivel de axil y de la esbeltez del soporte..... | 5.35 |
| 5.3.4.3.a Hormigón Convencional..... | 5.35 |
| 5.3.4.3.b Hormigón de Alta Resistencia..... | 5.39 |
| 5.3.5. Conclusión y discusión..... | 5.42 |

CAPÍTULO 6

CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....6.1

| | |
|---|-----|
| 6.1. Descripción del Programa utilizado (OPENSEES)..... | 6.2 |
|---|-----|

| | |
|---|------|
| 6.2. Idealización del modelo constitutivo de los materiales..... | 6.6 |
| 6.2.1. Hormigón..... | 6.7 |
| 6.3. Calibración del modelo..... | 6.10 |
| 6.3.1. Carga máxima y carga última alcanzada de cada ensayo..... | 6.11 |
| 6.3.2. Desplazamiento elástico efectivo, desplazamiento máximo y desplazamiento último..... | 6.13 |
| 6.3.3. Rigidez elástica efectiva..... | 6.16 |
| 6.3.4. Ductilidad en desplazamiento..... | 6.18 |
| 6.3.5. Resumen de los resultados..... | 6.19 |
| 6.4. Contraste del modelo..... | 6.21 |
| 6.4.1. Grado de precisión del modelo obtenido en el contraste..... | 6.29 |
| 6.5. Conclusiones..... | 6.37 |

CAPÍTULO 7

| | |
|--|------------|
| ESTUDIO PARAMÉTRICO..... | 7.1 |
| 7.1. Parámetros de estudio..... | 7.2 |
| 7.2. Programa de ensayos numéricos..... | 7.3 |
| 7.3. Análisis paramétrico..... | 7.8 |
| 7.3.1. Soportes sin fibras metálicas..... | 7.8 |
| 7.3.1.1. Rigidez elástica efectiva relativa..... | 7.8 |
| 7.3.1.1.a Esbeltez de cortante..... | 7.8 |
| 7.3.1.1.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.11 |
| 7.3.1.1.c Cuantía de armadura longitudinal..... | 7.12 |
| 7.3.1.1.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.13 |
| 7.3.1.1.e Resistencia del hormigón..... | 7.14 |
| 7.3.1.2. Deriva elástica efectiva..... | 7.15 |
| 7.3.1.2.a Esbeltez de cortante..... | 7.15 |
| 7.3.1.2.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.16 |
| 7.3.1.2.c Cuantía de armadura longitudinal..... | 7.18 |
| 7.3.1.2.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.19 |
| 7.3.1.2.e Resistencia del hormigón..... | 7.21 |
| 7.3.1.3. Deriva última..... | 7.22 |
| 7.3.1.3.a Esbeltez de cortante..... | 7.22 |
| 7.3.1.3.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.23 |

| | | |
|-----------|--|------|
| 7.3.1.3.c | Cuantía de armadura longitudinal..... | 7.24 |
| 7.3.1.3.d | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.25 |
| 7.3.1.3.e | Resistencia del hormigón..... | 7.26 |
| 7.3.1.4. | Ductilidad en desplazamiento..... | 7.27 |
| 7.3.1.4.a | Esbeltez de cortante..... | 7.27 |
| 7.3.1.4.b | Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.28 |
| 7.3.1.4.c | Cuantía de armadura longitudinal..... | 7.29 |
| 7.3.1.4.d | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.30 |
| 7.3.1.4.e | Resistencia del hormigón..... | 7.31 |
| 7.3.2. | Soportes con fibras metálicas..... | 7.32 |
| 7.3.2.1. | Rigidez elástica efectiva relativa..... | 7.32 |
| 7.3.2.1.a | Esbeltez de cortante..... | 7.32 |
| 7.3.2.1.b | Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.34 |
| 7.3.2.1.c | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.35 |
| 7.3.2.2. | Deriva elástica efectiva..... | 7.36 |
| 7.3.2.2.a | Esbeltez de cortante..... | 7.36 |
| 7.3.2.2.b | Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.40 |
| 7.3.2.2.c | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.42 |
| 7.3.2.2.d | Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante..... | 7.43 |
| 7.3.2.3. | Deriva última..... | 7.44 |
| 7.3.2.3.a | Esbeltez de cortante..... | 7.44 |
| 7.3.2.3.b | Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.47 |
| 7.3.2.3.c | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.48 |
| 7.3.2.3.d | Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante..... | 7.49 |
| 7.3.2.4. | Ductilidad en desplazamiento..... | 7.50 |
| 7.3.2.4.a | Esbeltez de cortante..... | 7.50 |
| 7.3.2.4.b | Confinamiento efectivo de la armadura transversal..... | 7.53 |
| 7.3.2.4.c | Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)..... | 7.54 |
| 7.3.2.4.d | Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante..... | 7.55 |
| 7.4. | Conclusiones..... | 7.56 |

CAPÍTULO 8

PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO.....8.1

| | |
|---|------|
| 8.1. Evaluación de la Rigidez elástica efectiva (E _{Ie}) en soportes de hormigón armado de sección rectangular..... | 8.2 |
| 8.1.1.1. Metodología..... | 8.2 |
| 8.1.2. Factor de rigidez elástica efectiva de diseño α_{ed} | 8.4 |
| 8.1.3. Factor de rigidez elástico efectivo de comprobación α_{ec} | 8.7 |
| 8.2. Evaluación de la rigidez última (E _{lu}) en soportes de hormigón armado de sección rectangular..... | 8.11 |
| 8.2.1. Metodología..... | 8.11 |
| 8.2.2. Factor de rigidez último de diseño α_{ud} | 8.13 |
| 8.2.3. Factor de rigidez último de comprobación α_{uc} | 8.16 |
| 8.3. Evaluación de la ductilidad en desplazamientos..... | 8.19 |
| 8.4. Evaluación del error..... | 8.21 |
| 8.4.1. Comparación de los modelos propuestos con los resultados obtenidos en la simulación numérica..... | 8.21 |
| 8.4.2. Comparación de los modelos propuestos con los resultados experimentales..... | 8.23 |
| 8.4.3. Comparación con otros métodos respecto a los resultados numéricos..... | 8.25 |
| 8.4.3.1. Evaluación de la rigidez efectiva..... | 8.25 |
| 8.4.4. Comparación con otros métodos respecto a los resultados experimentales..... | 8.29 |
| 8.4.4.1. Evaluación de la rigidez efectiva..... | 8.30 |
| 8.4.4.2. Evaluación de la ductilidad en desplazamiento..... | 8.30 |
| 8.4.5. Conclusiones..... | 8.31 |

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....9.1

| | |
|---|-----|
| 9.1. Conclusiones..... | 9.2 |
| 9.1.1. Conclusiones obtenidas del estado actual del conocimiento..... | 9.2 |
| 9.1.2. Conclusiones obtenidas del estudio experimental de soportes de hormigón armado sometido a carga axial constante y carga lateral cíclica..... | 9.3 |
| 9.1.3. Conclusiones obtenidas del estudio teórico de soportes de hormigón armado sometido a carga axial constante y carga lateral cíclica..... | 9.5 |
| 9.1.3.1. Calibración del modelo..... | 9.5 |
| 9.1.3.2. Estudio paramétrico..... | 9.6 |

| | |
|---|------|
| 9.1.4. Conclusiones relativas a la propuesta del modelo para la evaluación de la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado..... | 9.9 |
| 9.2. Futuras líneas de investigación..... | 9.10 |

Referencias Bibliográficas.....R.1

Anejos

| | |
|--|-----|
| Anejo A: Ficha técnica de los ensayos | A.1 |
| Anejo B: Medidas directas de los ensayos experimentales..... | B.1 |
| Anejo C: Modelos teóricos para el hormigón utilizados en el modelo numérico..... | C.1 |
| Anejo D: Calibración del modelo numérico..... | D.1 |

Capítulo 1.

“Introducción”

En la actualidad, se ha introducido en las distintas normativas sísmicas (EHE (2008) [46] (Anejo 10º), EC-8 (2005) [58], FEMA (356 y 368) (2000) [64]) el concepto de “proyecto por capacidad” para el diseño de estructuras sometidas a la acción sísmica. El “proyecto por capacidad”, desde el punto de vista de la ingeniería sísmica y del diseño estructural, tiene como finalidad la de evitar la ocurrencia de modos de rotura frágiles en la estructura o que puedan impedir el correcto comportamiento de la estructura, como la transformación de la estructura en un mecanismo de forma prematura produciendo un colapso. Dicho proyecto se refiere tanto a la demanda y capacidad en términos de esfuerzos como en desplazamientos. Esta metodología se apoya en la experiencia sacada de los últimos terremotos ocurridos en Northridge (California, Estados Unidos, 1994) y en Japón (Kobe, 1995), en ensayos de laboratorio y en simulaciones numéricas.

La aparición de estas normativas está motivando la necesidad de cuantificar la capacidad de deformación de los elementos estructurales de hormigón en los últimos años, tanto para el diseño de nuevas estructuras como para la evaluación de estructuras existentes. La cuantificación de la capacidad de deformación de elementos de hormigón armado frente a cargas cíclicas es compleja, debido al comportamiento no lineal (reducción gradual de la rigidez, fisuración, disminución de la efectividad de la adherencia acero-hormigón, reducción de la resistencia a cortante, pandeo de la armadura comprimida, confinamiento, etc.) Los ensayos de laboratorio son necesarios para validar, calibrar o incluso desarrollar modelos. Se ha realizado un estudio, el cual muestra que en los últimos diez años, han sido cuantiosos el número de ensayos experimentales que se ha realizado con carga cíclica (Figura 1.1).

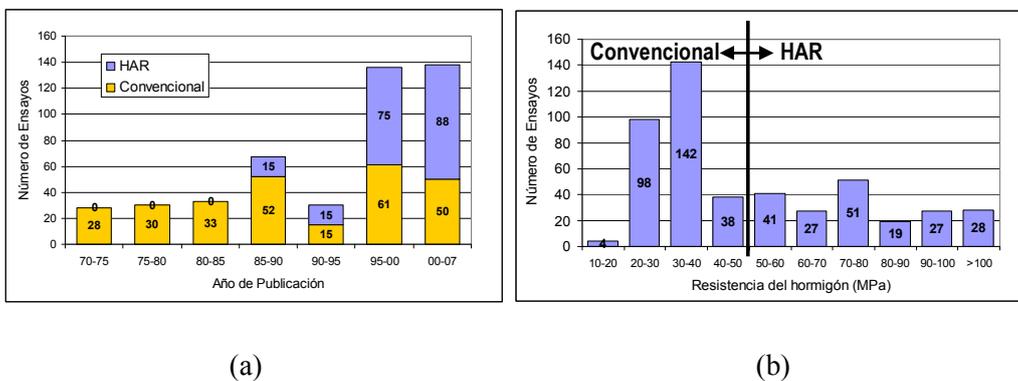


Figura 1.1 Relación de ensayos experimentales con carga cíclica y sección rectangular según el año de publicación y la resistencia del hormigón.

La capacidad de las estructuras aporticadas de hormigón para resistir fuertes terremotos depende principalmente de la formación de rótulas plásticas y su capacidad de absorber y disipar la energía sin significantes pérdidas de resistencia. Por esta razón, la mayoría de los códigos tratan de asegurar la formación de las rótulas plásticas en las vigas antes que en los soportes para garantizar la estabilidad: “columna fuerte, viga débil”. Sin embargo, la experiencia de los últimos terremotos muestra la formación de rótulas plásticas en columnas de entramados localizadas en la conexión con la cimentación. Además, tal y como señala la normativa EC-8 (Part 2 Bridges, 2005) [58], en los puentes en los que se desee un comportamiento dúctil “se proyectarán, en general, de forma que las rótulas aparezcan en las pilas”, siempre y cuando “el elemento que soporta el tablero (pila o estribo) no está conectado al mismo mediante apoyos elastoméricos o deslizantes”, es decir empotrado o articulado con el tablero. Por lo tanto, es necesario que las columnas de hormigón armado sean capaces de proporcionar una respuesta inelástica apreciable sin pérdida de capacidad resistente.

Por otra parte, el hormigón de alta resistencia (HAR) ofrece muchas ventajas como mejorar las prestaciones mecánicas y de durabilidad, además de reducir la sección incrementándose el espacio útil por planta. Sin embargo, debido a que el comportamiento en compresión del hormigón de alta resistencia es más frágil que el del hormigón convencional, su uso está siendo aceptado lentamente en zonas sísmicas importantes.

Para asegurar el comportamiento dúctil de las columnas, las normativas (EHE (2008) [46], EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2]) especifican la disposición de una cuantía geométrica de armadura transversal a disponer en las zonas críticas susceptibles de albergar una rótula plástica. En general, dicha cuantía es proporcional a la resistencia del hormigón y al nivel de axil; e inversamente proporcional al límite elástico de la armadura transversal, entre otros parámetros. En columnas de HAR sometidas a un gran nivel de axil se requiere de una gran cuantía de armadura transversal apareciendo problemas durante la puesta en obra del hormigón. La literatura técnica (Paultre et al 2001 [123], Lin y Lin 2005 [95]) aporta tres posibles soluciones para mejorar la puesta en obra: utilizar acero de alto límite elástico (superior a 500 MPa) en la armadura transversal, hormigón con fibras en su masa u hormigón autocompactable.

Además, diversos autores (Bayrak y Sheikh (2003) [25], Li y Park (2004) [92] y Paultre et al (2001) [123]) señalan que el número de ensayos experimentales disponibles en la literatura técnica de soportes de hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas es reducido en comparación con el hormigón convencional. Dicha falta de experimentación supone un claro impedimento al desarrollo de recomendaciones para el diseño de soportes de alta resistencia sometidos a acciones sísmicas así como para la evaluación de la capacidad resistente y de deformación de estructuras existentes. Los autores señalan que se debe analizar la influencia en la capacidad resistente de los siguientes parámetros: resistencia del hormigón, nivel de axil, esbeltez y nivel de confinamiento, así como las soluciones para mejorar las condiciones de puesta en obra de soportes sometidos a altos niveles de axil anteriormente descritos.

Por último, tal y como señalan Paultre y Mitchel (2003) [124] y Li y Park (2004) [92], existen diferencias muy significativas entre las propuestas realizadas por distintos autores y normas en cuanto a la armadura transversal a disponer en elementos de hormigón de alta resistencia. Según dichos autores, dichas diferencias motivan la necesidad de incrementar los estudios experimentales y analíticos en elementos de hormigón de alta resistencia. Además, muchos de los códigos (ACI-318 (2011) [2], NZS 3101:1995 [44], FEMA-356 [64]) han sido desarrollados para hormigón convencional. La extrapolación de esta formulación a soportes fabricados con alta resistencia puede dar lugar a situaciones del lado de la inseguridad.

Es por ello, que la presente tesis tiene como objetivo general desarrollar un programa experimental para analizar el comportamiento de soportes esbeltos de hormigón convencional y de alta resistencia sometidos a una compresión constante y carga lateral cíclica, analizando el comportamiento de soportes sometidos a distintos niveles de axil reducido, así como las posibles soluciones para mejorar la puesta en obra del hormigón: la cuantía de armadura transversal y el contenido de fibras de acero en su masa.

El proyecto de investigación se extiende a desarrollar un modelo numérico con el doble objetivo de facilitar la interpretación y el análisis de los resultados experimentales y realizar una simulación numérica que permita extrapolar e interpolar los resultados experimentales; y así proponer expresiones para evaluar la ductilidad, la capacidad resistente y de deformación, y la armadura transversal a disponer en función de la ductilidad requerida en soportes fabricados con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas.

El presente documento está estructurado en 8 capítulos principales:

En el capítulo 1 "Introducción", se exponen los antecedentes correspondiente al estudio, la justificación del trabajo, el objetivo general de la tesis doctoral y el contenido del documento.

En el capítulo 2 "Estado actual del conocimiento", se estudia la literatura técnica que corresponde a soportes sometidos a esfuerzos axiales y cargas cíclicas, en referencia al análisis y mejora de la capacidad de deformación y resistencia de este tipo de elementos. Se realiza la introducción teórica acerca del comportamiento y capacidad de deformación de los soportes de hormigón armado reforzado con fibras metálicas. Posteriormente son descritos los parámetros de los que depende la capacidad de deformación en tales soportes. A continuación se detallan métodos propuestos por autores científicos y códigos de diseño y, se analizan los ensayos encontrados en la bibliografía. Todo ello tiene el fin de proceder a la justificación y elaboración del programa experimental.

Tras el análisis de lo anterior, el capítulo 3 "Importancia de la investigación y objetivos específicos"; justifica la relevancia de la misma estableciendo los objetivos investigativos a alcanzar.

El capítulo 4 "Programa experimental", define los parámetros de los soportes agrupados en las 6 series realizadas y procede a la caracterización de materiales empleados en la fabricación de los soportes, realizando una descripción detallada del procedimiento de ensayo, especificando la fabricación y preparación de elementos, así como la instrumentación, pruebas de control y configuración del ensayo.

Seguidamente en el capítulo 5 “Análisis de los resultados experimentales”, se detallan los resultados obtenidos de la campaña experimental, recopilando las medidas directas e indirectas que reflejan el comportamiento registrado. Además, se procede al análisis de los distintos efectos observados, considerando los parámetros de estudio y evidenciando las tendencias vistas. Por último, se resume la verificación de los métodos simplificados usados para la evaluación de la capacidad resistente y de deformación.

En el capítulo 6, “Calibración del Modelo Numérico”, se desarrolla un modelo numérico (OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu>)) para la calibración de los ensayos experimentales propios realizados en la campaña experimental y el para el contraste con otros autores, presentes en la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) [32] y, en la literatura técnica.

Tras lo anterior, el capítulo 7 “Estudio paramétrico”, parte del modelo numérico, calibración y contraste establecidos y desarrollados en OpenSees, el cual analiza los parámetros utilizados en la campaña experimental y extrapola el rango de valores de cada parámetro de estudio, obteniéndose resultados que permiten la evaluación de la capacidad de resistencia y de deformación de soportes sometidos a esfuerzos combinados de carga axial constante y carga lateral cíclica.

Seguido en el capítulo 8, “Propuesta del método simplificado” presenta la propuesta para evaluar la capacidad de deformación en soportes reforzados con o sin fibras metálicas en la masa del hormigón sometidas a un esfuerzo axial constante y carga lateral cíclica. A partir del modelo numérico desarrollado y contrastado, se ha realizado un estudio paramétrico clave para el desarrollo del método propuesto. El método propuesto permite la deducción de la rigidez elástica efectiva y última, el desplazamiento elástico efectivo y último, y la ductilidad en desplazamientos.

Por último, el capítulo 9, “Conclusiones y futuras líneas de investigación” se muestran en resumen, las principales conclusiones y además, se proponen futuras líneas de investigación abiertas tras la finalización del presente estudio.

Capítulo 2.

“Estado actual del conocimiento”

En el presente capítulo se estudia la literatura técnica correspondiente a soportes sometidos a esfuerzos axiales y cargas cíclicas, en referencia al análisis y mejora de la capacidad de deformación y resistencia de este tipo de elementos.

En primer lugar, se realiza una introducción teórica del comportamiento del hormigón reforzado con fibras metálicas y de la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado. A continuación, se describen los parámetros principales de los que depende la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado. Posteriormente, se muestra un breve resumen de los métodos propuestos por autores y por códigos de diseño sísmico y por último, se analizan los ensayos experimentales encontrados en la bibliografía; con la finalidad de justificar y elaborar un programa experimental de elementos sometidos a carga axial y carga lateral cíclica.

2.1. Hormigón reforzado con fibras de acero

2.1.1. Consideraciones generales

En los últimos años se ha incrementado el uso de diferentes tipos de hormigones que buscan obtener una mayor resistencia a tracción y una mejor durabilidad. Esto se debe a que el empleo del hormigón como material presenta una baja resistencia a la tracción y una gran fragilidad. Para los hormigones de alta resistencia por ejemplo, una posible alternativa a esta fragilidad es el uso del hormigón con fibras de acero (Figura 2.1). Es por ello por lo que en el presente estudio, se analizan las propiedades que aportan las fibras metálicas en la masa del hormigón y la mejora en la capacidad tanto resistente como de deformación.



Figura 2.1 Fibras metálicas.

Tal y como indica la normativa americana ACI 116R-1990 [1], el hormigón reforzado con fibras es un conglomerado hidráulico, generalmente de cemento Portland, áridos finos y gruesos, agua y la adición de fibras discontinuas y discretas.

Según Rodríguez et al. (1984) [133], la adición de fibras de acero al hormigón proporciona las siguientes características:

- Las fibras de acero cosen las fisuras del hormigón formando un puente entre los áridos gruesos, permitiendo una formación controlada de las fisuras, y llevando al hormigón a un comportamiento dúctil después de la fisuración inicial, evitando así la fractura frágil.
- Mejoran la resistencia a tracción, flexión y corte, produciendo un aumento de la capacidad portante.
- Proporcionan una capacidad adicional de resistencia, debido a la redistribución del momento plástico en caso de solicitaciones localizadas.

Por otro lado, estudios recientes indican que el hormigón reforzado con fibras de acero aporta mayores beneficios en cuanto a la capacidad de deformación en soportes; tanto para hormigón normal como para hormigón de alta resistencia (p.e. Fanella y Naaman (1985) [61], Ezeldin y Balaguru (1992) [59], Nataraja et al (1999) [118]). Estos estudios muestran las típicas ecuaciones constitutivas tensión – deformación del hormigón en compresión, donde la inclusión de fibras de acero en su masa supone un apreciable incremento en la deformación correspondiente a la tensión pico y un substancial incremento de la tenacidad; lo que refleja un leve incremento en la capacidad resistente. La resistencia a la tracción presenta ventajas especialmente después de producirse las primeras fisuras, alcanzándose valores altos de resistencia residual. Es decir, se produce un incremento de la energía total que absorbe el material antes de alcanzar la rotura.

También se ha demostrado que la presencia de fibras de acero, retrasa el salto del recubrimiento del hormigón e incrementa la capacidad de deformación, y la ductilidad en columnas de hormigón sometidas a compresión simple o a esfuerzos combinados de axil y excentricidad constante. (p.ej. Foster (2001) [66], Aoude et al. (2009) [8], Campione et al. (2010) [39], Paultre et al. (2010) [126]).

Por otra parte, una posible ventaja del uso de fibras metálicas en la masa del hormigón en combinación con la armadura transversal es la reducción de la cuantía de armadura requerida por los códigos de diseño (Paultre et al. (2001) [123]). Sin embargo, las expresiones propuestas por los códigos no tienen en cuenta este efecto favorable de las fibras de acero (EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2]).

2.1.2. Materiales y proporciones

Los componentes materiales que se utilizan para la fabricación del hormigón reforzado con fibras de acero son los mismos que se utilizan para el hormigón convencional, lo que diferencia es la adición de la propia fibra metálica y el uso de un aditivo súper plastificante, para mejorar la trabajabilidad y ayudar a redistribuir las fibras en la masa del hormigón.

Igualmente, se ha observado que para mejorar la eficacia de las fibras metálicas; la relación entre el tamaño máximo del árido grueso y la longitud de las fibras es importante, según Cuenca E. (2008) [10], las fibras deberán envolver al árido. Los estudios indican que los resultados óptimos se consiguen cuando el tamaño máximo del árido es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de la fibra (J.S.C.E. (1988) [77]). Sin embargo, el tamaño máximo de árido grueso empleado no debe ser superior a 20 mm (ACI 544, 3R (2008) [4]).

Por otro lado, en la fabricación del hormigón reforzado con fibras metálicas, se sugiere que el porcentaje de árido fino debe incrementarse respecto del hormigón convencional; aumentando la relación *árido fino/árido grueso*.

Cabe señalar que la incorporación de las adiciones provoca una mejora de la impermeabilidad del hormigón y por tanto su durabilidad; aumenta la cohesión del material y en consecuencia, también se incrementa la adherencia fibra - matriz, disminuyendo el riesgo de segregación (Cuenca E. (2008) [10]).

En la Tabla 2.1 se muestra el rango de proporciones según el tamaño máximo de árido (Mármol P. (2010) [101]), para la fabricación de un hormigón reforzado con fibras metálicas, este rango coincide con la recomendación de la normativa ACI 544, 1R (1996) [3].

Tabla 2.1 Rango de proporciones de componentes para la fabricación de hormigón con fibras metálicas (Mármol P. (2010) [101]).

| Componentes de mezcla | | Tamaño máximo de árido (mm) | | |
|------------------------------------|-------------------|-----------------------------|-----------|-----------|
| | | 10 | 20 | 40 |
| Cemento | | 350-600 | 300-530 | 280-415 |
| Agua/Cemento | | 0.35-0.45 | 0.35-0.50 | 0.35-0.55 |
| Porcentaje de árido fino grueso | | 45-60 | 45-55 | 40-55 |
| Porcentaje del contenido de aire | | 4-8 | 4-6 | 4-5 |
| Porcentaje del contenido de fibras | Fibras deformadas | 0.4-1.0 | 0.3-0.8 | 0.2-0.7 |
| | Fibras lisas | 0.8-2.0 | 0.6-1.6 | 0.4-1.4 |

2.1.3. Propiedades mecánicas

La calidad de un hormigón se define por sus propiedades mecánicas y por su durabilidad. A continuación se describen brevemente las características principales:

2.1.3.1. Resistencia a la tracción

Existen ensayos experimentales que caracterizan este parámetro. Por ejemplo el propuesto en la Norma Europea EN 14651, 2007 [161], en donde se analiza un ensayo de flexotracción. Para la realización del mismo, se fabrican probetas prismáticas de 300x300x600 (en mm); midiéndose principalmente la resistencia a la primera fisura, la resistencia máxima y la resistencia residual. El incremento de la resistencia a la primera fisura es mínimo, y depende principalmente de la matriz, pero muy poco del contenido de fibras, de su tamaño y de las formas de ésta, y del tipo de aditivo que se emplee.

La adición de fibras metálicas, tiene como objetivo incrementar la capacidad de resistencia a tracción del hormigón tras la fisuración. Al producirse las fisuras en la sección, las fibras trabajan como una costura por lo que se incrementa la capacidad de absorción de energía (Figura 2.2). Este comportamiento genera que las fibras aumenten su resistencia a la adherencia y que puedan actuar en parte, como un armado transversal.

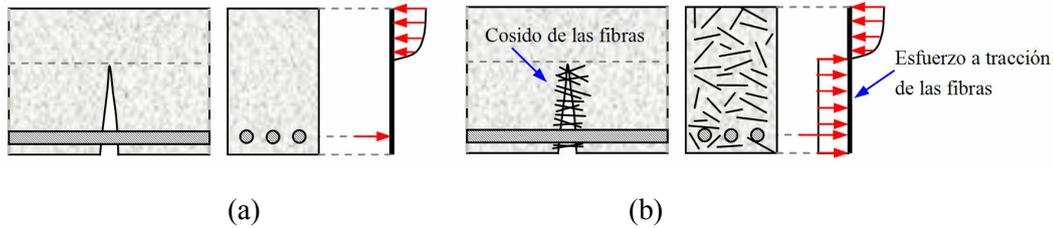


Figura 2.2 Distribución de tensiones: (a) Hormigón armado sin fibras de acero, (b) Hormigón armado reforzado con fibras de acero.

Cabe mencionar que el aporte que realiza la adición de fibras metálicas en las expresiones de la literatura técnica, lo define como el índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas $RI_v = v_f L_f / \phi_f$, donde v_f es el porcentaje en volumen de fibras, y L_f / ϕ_f es la longitud y el diámetro de las fibras respectivamente.

La instrucción española (EHE-08 [46]) en el Anejo 14 sección 39.4; recoge recomendaciones específicas para el uso del hormigón reforzado con fibras metálicas. No detalla el tipo de fibra, siempre que se trate de fibras estructurales.

En dicha norma se presentan dos diagramas de tensión-deformación, un diagrama rectangular (Figura 2.3) y un diagrama multilíneal (Figura 2.4), cuya aplicación dependerá de la situación a tratar. En el caso de cálculo en rotura (ELU) se aplica de manera general el diagrama rectangular y para casos particulares que requieran más precisión; como en el caso de pequeñas deformaciones en servicio (ELS), se utiliza el modelo simplificado bilineal (definidos por los puntos A-C-D-E). Este diagrama con la resistencia adicional que proporciona el pico A-B-C permite una mejor aproximación y mayor precisión. El diagrama de tensión (σ) - deformación (ϵ) de la Figura 2.4 está definido por la resistencia a tracción de cálculo f_{ctd} y las resistencias residuales a tracción de cálculo $f_{ctR1,d}$ y $f_{ctR3,d}$ asociadas a las deformaciones ϵ_1 y ϵ_2 en el rango de post-pico (Ec. 2.1 y Ec. 2.2).

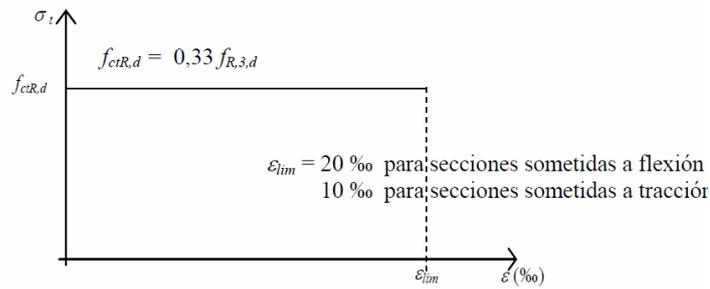


Figura 2.3 Diagrama de cálculo rectangular, EHE-08 [46].

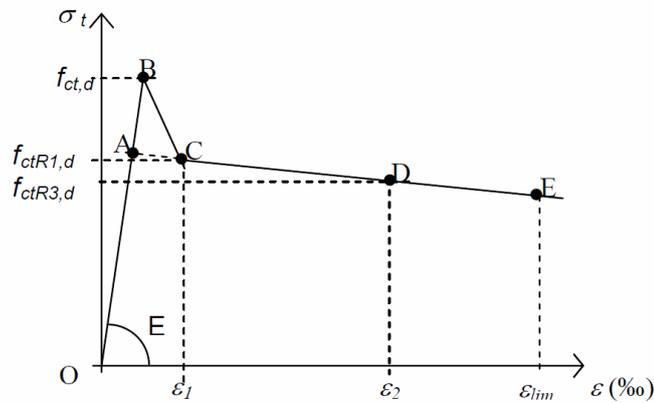


Figura 2.4 Diagrama de cálculo multilineal, EHE-08 [46].

$$f_{ct,d} = 0,6 f_{ct,fl,d}; \quad f_{ctR1,d} = 0,45 f_{R,1,d} \quad f_{ctR3,d} = k_1 (0,5 f_{R,3,d} - 0,2 f_{R,1,d}) \quad 2.1$$

$$\varepsilon_1 = 0,1 + 1000 * f_{ct,d} / E \quad \varepsilon_2 = 2,5 / l_{cs} \quad 2.2$$

donde:

$f_{ct,d}$ resistencia a tracción de cálculo,

f_L tensión correspondiente al límite de proporcionalidad,

$f_{ct,fl,d}$ resistencia a tracción de cálculo correspondiente al límite de proporcionalidad,

$f_{ctR1,d}$, $f_{ctR3,d}$ resistencias residuales a tracción de cálculo, asociadas a ε_1 y ε_2 en la rama post-pico.

k_1 1 para secciones sometidas a flexión y 0.7 para secciones sometidas a tracción,

ε_{lim} 20 ‰ para secciones sometidas a flexión y 10 ‰ para secciones sometidas a tracción,

l_{cs} longitud crítica (en metros) del elemento calculado, que puede determinarse por la expresión $l_{cs} = \min. (s_m, h - x)$; siendo x la profundidad del eje neutro y h-x la distancia del eje neutro al extremo más traccionado, y s_m la distancia media entre

fisuras. Salvo que se disponga de datos justificados se podrá utilizar para s_m los valores de la tabla A.14.1 del Anejo 14 sección 39.4.

Por otra parte, la normativa americana ACI 544.4R-1999 [5]; propone una expresión para obtener la resistencia a tracción en función de las características geométricas y mecánicas de las fibras (Ec. 2.3).

$$\sigma_{cf} = 0.843 f_r V_m + 425 V_f l / d_f \text{ (Sistema inglés, Lb/plg}^2\text{)} \quad 2.3$$

donde:

- σ_{cf} resistencia a tracción de la primera fisura,
- f_r esfuerzo a tracción (módulo de ruptura del mortero de hormigón), se conoce también como f_L ,
- V_m volumen en fracción del hormigón = $1 - V_f$,
- V_f volumen de la fracción de fibras = $1 - V_m$,
- l/d_f relación de la longitud y diámetro de la fibra.

Es importante mencionar que la expresión de Mansur (1991) [100], posteriormente modificada por Campione y Mangiavillano (2008) [37], propone la descripción de una curva tensión- deformación a tracción del hormigón con fibras (Ec. 2.4 y Ec. 2.5). Dicha expresión consta de tres partes lineales; inicia con una rama ascendente hasta llegar a la tensión de tracción máxima (f_{ctf}), luego una segunda rama descendente conecta con el punto de tracción máximo hasta llegar a alcanzar una tensión residual que es constante (f_r); teniendo en cuenta que aumentará al incrementar el porcentaje de volumen de fibras metálicas en su masa. Para hormigones sin fibras metálicas no existe esa tensión residual (Figura 2.5).

$$\sigma_t = \begin{cases} \varepsilon_t \cdot E_{ctf}; \varepsilon_t < \varepsilon_{ctf} \\ (f_{ctf} - f_r) \cdot \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ctf}}{\varepsilon_{ctu} - \varepsilon_t} \right] + f_r; \varepsilon_{ctf} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ctu} \\ f_r; \varepsilon_t > \varepsilon_{ctu} \end{cases} \quad 2.4$$

$$\varepsilon_{ctu} \cong 2 \cdot f_y \cdot \left(\frac{1}{E_s} + \frac{\rho_t}{E_0} \right) \quad 2.5$$

donde:

- f_{ctf} resistencia a tracción máxima,
- f_r resistencia residual,
- ϵ_t deformación a tracción del hormigón,
- ϵ_{ctf} deformación correspondiente a la resistencia de tracción máxima,
- ϵ_{ctu} deformación correspondiente a la resistencia residual,
- E_{ctf} es el módulo de deformación a tracción.

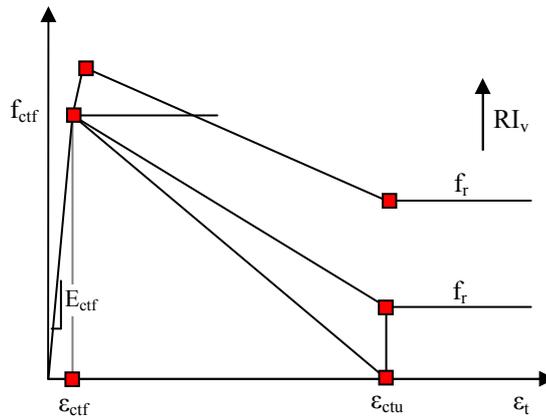


Figura 2.5 Curva tensión-deformación a tracción del hormigón reforzado con fibras, Campione y Mangiavillano (2008) [37].

Existen expresiones que calculan la f_r , por ejemplo la propuesta de Campione y Mangiavillano (2008) [37] que hace referencia a Campione y la Mendola (2007) [40] (Ec.2.6), en la que se determina una ecuación en función de las características de las fibras metálicas o la propuesta por el ACI 544.4R-1999 [5] (Ec. 2.7).

$$f_r \cong 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot RI_v \tag{2.6}$$

$$f_r = 0.772 \cdot RI_v \tag{2.7}$$

donde:

- f'_c resistencia a compresión del hormigón,
- RI_v índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas.

2.1.3.2. Resistencia a compresión

Hormigón no confinado:

Según el ACI 544, 1R (1996) [3], se puede llegar a obtener un incremento de la resistencia a compresión entre un 0% y un 15%, con un volumen de 1.5% de fibras en la masa del hormigón.

Durante las últimas décadas, se ha incrementado el estudio del hormigón convencional con la adición de fibras de acero (Bentur y Mindess (1990) [31]). A partir del análisis experimental de ensayos de probetas cilíndricas sometidas a compresión; se obtienen las típicas ecuaciones constitutivas tensión – deformación del hormigón en compresión, donde la inclusión de fibras de acero mejora el comportamiento tanto en los valores de tensión pico, como en la rama de descenso; esto se refleja en un incremento de la energía total que absorbe el material antes de alcanzar la rotura. (Fanella y Naaman (1985) [61], Ezeldin y Balaguru (1992) [59], Nataraja et al. (1999) [118] Barros y Figueiras (1999) [24]) (Tabla 2.2).

Ezeldin y Balaguru (1992) [59] modifican la expresión propuesta de Carreira y Chu (1985) [41] y proponen una nueva expresión que genera la curva de tensión-deformación para hormigón con fibras de acero, para hormigón normal y de alta resistencia. Plantean expresiones que relacionan el aporte de las fibras metálicas con respecto a la resistencia a compresión del hormigón, a la deformación ocurrida en la resistencia máxima a compresión y el módulo de elasticidad del hormigón (Ec. 2.8).

$$f_{cf} = f_c + 3.5 \cdot RI_w; \quad \varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 446 \times 10^{-6} \cdot RI_w; \quad E_{cf} = E_c + 3.105 \cdot RI_w \quad \mathbf{2.8}$$

Los autores señalados, definen como índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas ($RI_w = w_f \cdot L_f / \phi_f$), en términos de fracción de peso en fibras (w_f), que es aproximadamente igual a 3.25 veces en función de la fracción en volumen de fibras en la masa de hormigón (RI_v), ($RI_w \cong 3.25 \cdot RI_v$).

Por otra parte, Campione (2010) [39] utiliza la expresión propuesta por Popovics (1973) [128] (Ec. 2.9 y Ec. 2.10), para el diagrama tensión-deformación y propone dos expresiones para tener en cuenta el efecto de las fibras de acero, β y ε_o (Ec. 2.11); que se reemplazarán directamente a la expresión 2.9. Dichas expresiones son de aplicación en un hormigón de resistencia normal.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{\beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^\beta} \quad \mathbf{2.9}$$

$$\beta = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c}{\varepsilon_o}} \quad \mathbf{2.10}$$

$$\varepsilon_o = 0.0016 + 0.00002 \cdot f_c ; \beta = 1.4276 \cdot e^{(0.0247 \cdot f_c)} \quad \mathbf{2.11}$$

donde:

f_c resistencia a compresión del hormigón,

ε_c deformación del hormigón,

E_c módulo de deformación tangente inicial, $E_c = 6900 + 3320 \cdot \sqrt{f_c}$ (MPa), (Razvi y Saatcioglu (1999) [131]).

Para tener en cuenta en la expresión (2.9 y 2.10), el efecto de las fibras en la masa del hormigón, se reemplaza en la ecuación de Popovics (1973) [128] los parámetros β por β_1 , f_c por f_{cf} y ε_o por ε_{of} , donde f_{cf} es la resistencia máxima a compresión del hormigón reforzado con fibras metálicas y ε_{of} es la deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión.

En la Tabla 2.2 se muestra un breve resumen de propuestas de algunos autores para caracterizar el hormigón reforzado con fibras de acero para hormigón convencional y de alta resistencia. Los autores modifican de la expresión principal propuesta por Popovics (1973) [128].

Tabla 2.2 Ecuaciones constitutivas en compresión sin confinar para hormigón reforzado con fibras de acero.

| Autores | Curva de hormigón | Propuestas |
|---|--|---|
| Ezeldin y Balaguru (1992) [59] *(HC y HAR) | | $f_{cf} = f_c + 3.51(RI_w)(MPa)$ $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 446 \times 10^{-6}(RI_w)$ $\beta_1 = 1.093 + 0.7132(RI_w)^{-0.926}$ |
| Nataraja et al. (1999) [118] *(HC y HAR) | $\frac{\sigma_c}{f_{cf}} = \frac{\beta_1 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}} \right)}{\beta_1 - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}} \right)^{\beta_1}}$ | $f_{cf} = f_c + 2.1604(RI_w)(MPa)$ $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 0.0006(RI_w)$ $\beta_1 = 0.5811 + 1.93(RI_w)^{-0.926}$ |
| Yu et al. (2012) [176] *(HC y HAR) | $\beta_1 = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cf}}{\varepsilon_{of}}}$ | $f_{cf} = f_c + 2.35(RI_w)(MPa)$ $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 0.0007(RI_w)$ $\beta_1 = 0.71(RI_v)^2 - 2.00(RI_v) + 3.05$ |
| Campione (2010) [39] *(HC) | | $f_{cf} = f_c + 6.913 \cdot RI_v$ $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 0.00192 \cdot RI_v$ $\beta_1 = \beta + 0.175 \cdot RI_v$ |
| Barros y Figueiras (1999) [24] *(HC y HAR) | $\sigma_c = f_{cf} \frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}}}{(1-p-q) + q \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}} \right) + p \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}} \right)^{(1-q)/p}}$ $q = 1 - p - \frac{E_f}{E_c}; p + q \in]0,1[\quad \frac{1-q}{p} > 0$ $E_c = 21,500 \left(\frac{f_{cf}}{10} \right)^{1/3} (MPa); E_f = \frac{f_{cf}}{\varepsilon_{of}}$ | Para 05/30 de fibras: $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 0.0002w_f$ $p = 1.0 - 0.919 \exp(-0.394w_f)$ Para 08/60 de fibras: $\varepsilon_{of} = \varepsilon_o + 0.00026w_f$ $p = 1.0 - 0.722 \exp(-0.144w_f)$ |

*HC y HAR: Hormigón convencional y hormigón de alta resistencia respectivamente.

f_c y ε_o : Es la resistencia a compresión del hormigón y la deformación correspondiente. Los autores sugieren usar 0.002 excepto Barros y Figueiras (1999) [24] que propone un valor de 0.0022.

RI_v y RI_w es el índice de cuantía de fibras en porcentaje de volumen y porcentaje en peso respectivamente.

Hormigón confinado:

Hsu y Hsu (1994) [73]:

Estos autores realizan un estudio teórico- experimental, el cual utilizan para distintos índices de cuantía volumétrica de fibras metálicas un porcentaje de armadura transversal. Adoptan la expresión propuesta de Ezeldin y Balaguru (1992) [59] y por métodos analíticos proponen expresiones en función del porcentaje de fibras metálicas modificando la curva de tensión-deformación para hormigón de alta resistencia con fibras de acero. Dicha modificación válida para un rango de la cuantía de armadura transversal entre 0 y 0.01155 (Tabla 2.3).

La propuesta define de la expresión de Ezeldin y Balaguru (1992) [59], parámetros como la resistencia máxima a compresión (f_{ccf}) y la deformación en el punto máximo (ϵ_{ccf}).

Tabla 2.3 Parámetros que determina f_{ccf} y ϵ_{ccf} para el modelo, Hsu y Hsu (1994) [73].

| V_f (%) | f_{ccf} (kLb/plg ²) | ϵ_{ccf} |
|--------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 0.5 | $197.95\rho+f_{cf}$ | $0.2252\rho+ \epsilon_{of}$ |
| 0.75 | $186.76\rho+f_{cf}$ | $0.2322\rho+ \epsilon_{of}$ |
| 1.0 | $190.47\rho+f_{cf}$ | $0.2360\rho+ \epsilon_{of}$ |

Mansur et. Al (1997):

Estos autores adoptan la expresión propuesta de Ezeldin y Balaguru (1992) [59] (Tabla 2.2) y proponen expresiones modificando la curva de tensión-deformación para hormigón de alta resistencia para un volumen de fibras del 1%. Se incluyen constantes (k_1 y k_2) que están en función de la cuantía de la armadura transversal. (Ec. 2.13 y Ec.2.14). Cabe señalar que los autores utilizan la misma expresión que propone Ezeldin y Balaguru (1992) [59] para el cálculo de f_{cf} , ϵ_{of} y β_1 , el cual está en función del efecto de las fibras metálicas.

$$f_{ccf} = f_{cf} \left\{ \frac{k_1 \beta_1 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{of}} \right)}{k_1 \beta_1 - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{of}} \right)^{k_2 \beta_1}} \right\} \tag{2.12}$$

$$k_1 = 3.33 \left\{ \frac{\rho_s f_y}{f_{cf}} \right\} + 0.12 \quad 2.13$$

$$k_2 = 1.62 \left\{ \frac{\rho_s f_y}{f_{cf}} \right\} + 0.35 \quad 2.14$$

donde:

k_1 y k_2 factores de corrección,

f_{cf} resistencia a compresión del hormigón no confinado,

ϵ_{of} deformación correspondiente a la resistencia máxima del hormigón no confinado,

f_y límite elástico del acero,

ρ_s cuantía volumétrica de la armadura transversal.

Paultre y Legerón (2001) [123]:

Los autores proponen expresiones que tienen en cuenta la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón basándose en las expresiones propuestas por Cusson y Paultre (1995) [48]. Tienen en cuenta el efecto de la presión lateral por confinamiento debido a la armadura transversal y las fibras metálicas (Figura 2.6) (Ec. 2.15, 2.16 y 2.17) variables como k_e , representa el confinamiento efectivo, k_1 y k_2 son coeficientes que modifican la rama de descenso en el diagrama tensión-deformación (Figura 2.7).

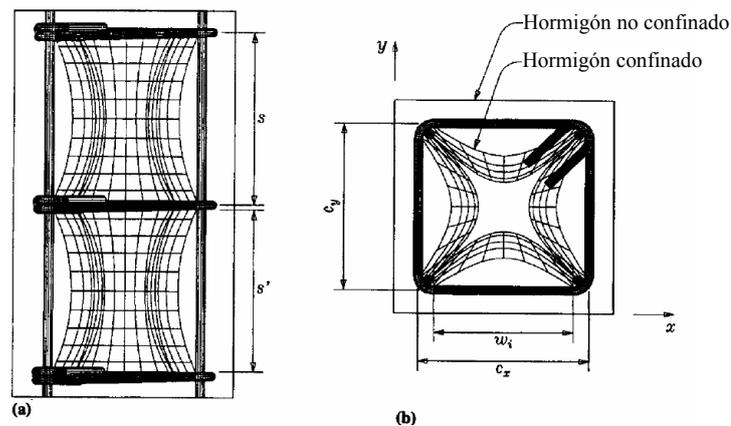


Figura 2.6 Presión lateral por confinamiento, Cusson y Paultre (1995) [48].

Las ecuaciones correspondientes para el cálculo de la rama ascendente de la curva tensión deformación, se basan en la expresión propuesta por Popovics (1973) [128]. Y varían la deformación correspondiente a la tensión pico correspondiente a ε_{cc} (Ec. 2.18, 2.19 y 2.20), esto se debe a que la inclusión de fibras de acero influye en la curva de tensión deformación correspondiente a la tensión pico, ya que tiende a aumentar.

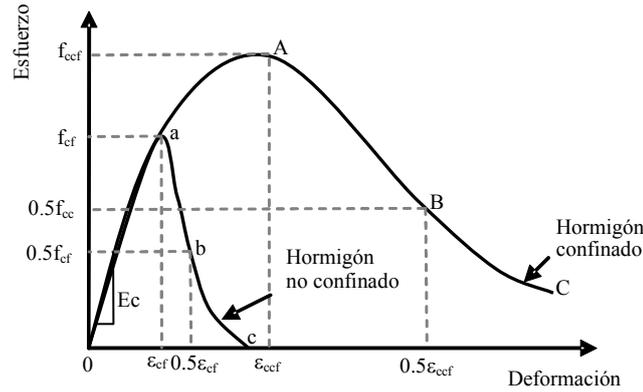


Figura 2.7 Curva que muestra el comportamiento del hormigón confinado y no confinado, Cusson y Paultre (1995) [48].

$$\frac{f_{ccf}}{f_c} = 1 + 2.1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_c}\right)^{0.7} ; \frac{\varepsilon_{ccf}}{\varepsilon_o} = 1 + 5 \cdot k_1 \cdot \left(\frac{k_e \cdot f_l}{f_c}\right)^{0.7} \quad 2.15$$

$$f_{le} = k_e f_l ; k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^4 \frac{(w_i)^2}{6 \cdot b^2}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'_1}{2 \cdot b_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad 2.16$$

$$k_1 = \frac{\ln(0.5)}{(\varepsilon_{ccf50} - \varepsilon_{ccf})^{k_2}} ; k_2 = 0.58 + 16(f_{le} / f_c)^{1.4} \quad 2.17$$

donde:

- f_c resistencia a compresión del hormigón no confinado sin fibras metálicas,
- f_{ccf} resistencia a compresión del hormigón confinado con fibras metálicas,
- ε_{ccf} deformación correspondiente a la resistencia máxima del hormigón confinado con fibras metálicas,
- ε_o deformación correspondiente a la resistencia máxima del hormigón no confinado sin fibras metálicas,

- ε_{ccf50} deformación correspondiente al 50% de la resistencia máxima del hormigón confinado con fibras metálicas,
- w_i separación libre entre barras longitudinales de una sección,
- b lado externo de la sección transversal,
- b_c separación entre barras del refuerzo transversal medido de centro a centro.

Se establece una expresión (I'_e), que toma en cuenta el confinamiento correspondiente a los valores de la armadura transversal y se añade la aportación de las fibras (Ec. 2.20).

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + 2.4 \cdot (I'_e)^{0.7} \quad 2.18$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c + 0.21(I'_e)^{1.7} \quad 2.19$$

$$I'_e = \frac{\rho_{sey} f'_h}{f'_c} + \frac{\eta_\theta \tau_{fu} \nu_f (L_f / \phi_f)}{f'_c} \quad 2.20$$

donde:

- η_θ factor de orientación de la fibra, Aveston et al. (1974) [13] sugiere usar como valor $1/2$,
- τ_{fu} constante de fricción, Bentur y Mindess (1990) [31] asumen un valor igual a un 25% de la longitud de la fibra embebida,
- ρ_{sey} cuantía de armadura transversal en la dirección,
- ν_f porcentaje del volumen de fibras,
- L_f / ϕ_f longitud y el diámetro de la fibra respectivamente.

El límite elástico del acero transversal (f_{hy}), se usa para calcular la presión lateral que se produce por confinamiento (f'_h) y está condicionado por un coeficiente que relaciona la rama ascendente (k), el coeficiente k_1 condiciona la rama descendente y k_2 , la curvatura de la rama descendente del diagrama de esfuerzo deformacion.

Por otro lado en la ecuación 2.21, el segundo término de la expresión se modifica añadiendo el aporte de las fibras metálicas como se muestra a continuación:

$$f'_h = \begin{cases} f_{hy} & k \leq 10 \\ \frac{0.25f'_c + 10\eta_\theta \tau_{fu} \nu_f (Lf/\phi)}{\rho_{sev}(k-10)} \geq 0.43\varepsilon'_c E_s > f_{hy} & k > 10 \end{cases} \quad 2.21$$

En la rama descendente se modifica la expresión propuesta por Fatitis y Sha (1985) [60]. Para el parámetro k_1 se utiliza de la expresión 2.17 y k_2 se modifica en función de I_{e50} (Ec. 2.22).

$$k_2 = 0.58 + 16(I_{e50})^{1.4} \quad 2.22$$

Para el valor de ε_{cc50} , Cusson y Paultre (1995) [48], sugieren como valor 0.004 y proponen una nueva expresión (Ec. 2.23).

$$\varepsilon_{cc50} = \varepsilon_{50} + 0.15(I_{e50})^{1.1} \quad 2.23$$

La expresión (Ec. 2.24) Marti et al. (1999) [102], sugiere $\tau_{fu}=2f_t$, f_t es el esfuerzo a tracción y se asume un valor de 8 MPa multiplicado por un factor 1.2 respecto a la influencia de la fibra, η_θ y η_{50} se asume como $\frac{1}{2}$. Obsérvese que estas expresiones son para hormigón confinado. En el caso en que se desee obtener el diagrama del hormigón no confinado entonces $I'_e = 0$.

$$I_{e50} = \frac{\rho_{sev} f_{hy}}{f'_c} + \frac{\eta_{50} \eta_\theta \tau_{fu} \nu_f (l_f / d_f)}{f'_c} \quad 2.24$$

Campione (2010) [39]:

El autor hace referencia a las expresiones propuestas por Cusson y Paultre (1995) [48] vista anteriormente. El parámetro geométrico s'_1 es ficticio y Campione (2002) [38] lo desarrolla en función del aporte de las fibras (RI_v) y de la separación de estribos, tomando la medida de centro a centro de las barras (s') (Ec. 2.25). Además usa una expresión para calcular el mayor esfuerzo en tracción en función del volumen de fibras (f_r) (Campione (2008) [37]) (Ec. 2.26).

$$s'_1 = s' - 10 \cdot RI_v \quad 2.25$$

$$f_r = 0.2 \cdot RI_v \cdot (f_{cf})^{0.5} \text{ (MPa)} \quad 2.26$$

donde:

s' separación interna entre barras del refuerzo transversal.

Por otro lado, f_l representa el cálculo de la presión por confinamiento (Ec. 2.27), en función de los esfuerzos laterales que se producen por los estribos y de las propiedades mecánicas de las fibras metálicas (Figura 2.8).

$$f_l = \left(\frac{2 \cdot \omega_{st1}}{b_c \cdot s} + \sqrt{2} \cdot \frac{\omega_{st2}}{b_c \cdot s} \right) \cdot f_y + \frac{2 \cdot \delta}{b_c} \cdot f_r \quad 2.27$$

donde:

f_r resistencia a tracción del hormigón en función del volumen de fibras,

δ recubrimiento de la armadura,

f_y límite elástico del acero.

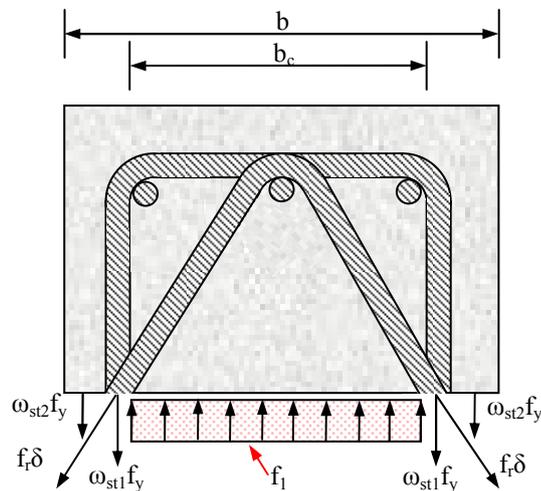


Figura 2.8 Presión por confinamiento, Campione (2010) [39].

2.1.3.3. Tenacidad

Esta propiedad depende principalmente de la adherencia de las fibras en la masa del hormigón. La tenacidad se define como el área bajo la curva de carga-flecha y está relacionada con la capacidad de absorber energía cuando el elemento está sometido a solicitaciones de carga. A mayor tenacidad se tiene una mayor capacidad de disipar energía, es por ello que dependerá del contenido de fibras, tipo y esbeltez de éstas.

2.1.3.4. Resistencia a cortante y torsión

Según la ACI 544, 4R (1999) [5], la inclusión de fibras de acero puede mejorar la resistencia a cortante y torsión, aunque se indica que hay pocos datos referente a este tema al respecto. Las fibras de acero en cantidad suficiente, dependiendo de la forma geométrica de la fibra, pueden aumentar la resistencia al cortante e impedir el fallo en la tensión diagonal forzando el fallo por flexión de la viga; lo cual se traduce en la posibilidad del empleo de las fibras de acero como elementos sustitutivos de estribos en vigas u otros elementos (Rodríguez et al. (1984) [133]).

Por otro lado, Mármol P. (2010) [101] referencia que el comportamiento a cortante ha sido estudiado por Serna P. (2008) [145], Barragán B. (2002) [21], Meda A. (2005) [109] y Minelly et al. (2008) [113]. Además observa que en ensayos experimentales en vigas de hormigón reforzado en fibras de acero, se genera una fisuración más distribuida y además, se incrementa la capacidad de carga última a cortante.

Rodríguez et al. (1984) [133] indican que la resistencia por torsión crece de forma lineal en relación al porcentaje de fibras, dando como resultado un aumento considerable en la deformación por rotura. Se da un efecto contrario si existe un menor volumen de fibras, ya que es inversamente proporcional al aumento de la resistencia. La influencia de la esbeltez de la fibra es fundamental, porque se ha observado que a mayor esbeltez la resistencia tiende a aumentar, al igual que se incrementa la deformación por rotura.

2.1.3.5. Módulo de elasticidad

Según ACI 544, 4R (1999) [5], un volumen menor al 2% de fibras en la masa del hormigón, no presenta diferencia significativa, respecto a los hormigones que no contienen fibras metálicas.

2.1.3.6. Adherencia fibra-matriz

Esta propiedad es fundamental para las fibras metálicas embebidas en el hormigón, ya que al producirse la fisuración; las fibras forman una especie de red, retrasando la rotura y haciendo más dúctil el agotamiento del material compuesto (Mármol P. (2010) [101]).

Por otro lado Swamy et al. (1997) [154], muestra que existe una adherencia parcial de las fibras embebidas en la masa del hormigón; que se produce por la pérdida de la humedad durante la fabricación del hormigón, fraguado y retracción; así como también de las reacciones superficiales entre las fibras y la matriz; donde se generan tensiones internas del sistema.

Téngase en cuenta que existen dos tipos de adherencia: la física que consta de la combinación de adhesión, fricción y trabajo mecánico; y la química que se genera por reacciones superficiales entre la fibra y el hormigón. La primera se determina caracterizando la forma de la fibra, ya que puede aumentar la adherencia en el hormigón y así producir un fallo del material por rotura de la fibra y no por deslizamiento; tal como suele ocurrir en fibras lisas. Respecto a la adherencia química, se puede mejorar recubriendo la fibra con resina epoxi para poder evitar problemas de oxidación y galvanización.

2.2. Introducción teórica a la capacidad de deformación de los soportes

La respuesta de un elemento estructural para deformarse ante un evento sísmico, está condicionada entre otros factores, por el diseño estructural. Por eso es importante garantizar un buen diseño que tenga en cuenta los coeficientes de seguridad, y permita un buen comportamiento sin que éste llegue a colapsar.

La capacidad de deformación de los elementos estructurales de hormigón para resistir fuertes terremotos, depende principalmente de la formación de rótulas plásticas y de su capacidad de absorber y disipar la energía sin pérdidas significantes de resistencia. Por esta razón, la mayoría de los códigos, tratan de asegurar la formación de las rótulas plásticas en las vigas antes que en los soportes para asegurar la estabilidad: “columna fuerte, viga débil”.

Igualmente hay que considerar que la capacidad de deformación de elementos de hormigón armado frente a cargas cíclicas, es compleja debido al comportamiento no lineal; a la reducción gradual de la rigidez, a la fisuración, a la disminución de la efectividad de la adherencia acero-hormigón, a la reducción de la resistencia a cortante, al pandeo de la armadura comprimida, al confinamiento, etc.

Por otro lado, la capacidad de deformación depende del tipo de rotura del elemento, ya que nos ayuda a determinar la ductilidad; es decir, el comportamiento que adquiere la estructura al tener deformaciones inelásticas sometidas a carga cíclicas sin grandes pérdidas de resistencia y con poca degradación de su rigidez.

Para analizar el comportamiento de una estructura sometida a carga cíclica es necesario conocer algunos factores que miden la capacidad resistente y de deformación; a nivel del elemento en desplazamiento y en rotación. Estos factores serán definidos a continuación.

A nivel de elemento

La capacidad de deformación a nivel del elemento se define en términos del desplazamiento elástico nominal (Δ_y) y desplazamiento último (Δ_u). A partir de estas dos variables es posible definir los siguientes parámetros:

Ductilidad en desplazamiento ($\mu_{\Delta u} = \Delta_y/\Delta_u$)

Es la medida que expresa la capacidad de desplazamiento de la estructura. Se convierte habitualmente en el factor más incorporado en las normas de diseño sísmico. Como se muestra en la Figura 2.9, la ductilidad en desplazamiento se mide a través de la envolvente real de carga-desplazamiento. Dicho desplazamiento se idealiza mediante un diagrama bilineal igualando el área de la envolvente real con el área del propio diagrama idealizado.

El desplazamiento elástico nominal (Δ_y) se calcula con el 0.75% de F_{max} en la rama ascendente y el desplazamiento último nominal (Δ_u) se obtiene del 20% de F_{max} de la rama descendente de la envolvente carga desplazamiento ideal (Ho y Pam (2003) [71]).

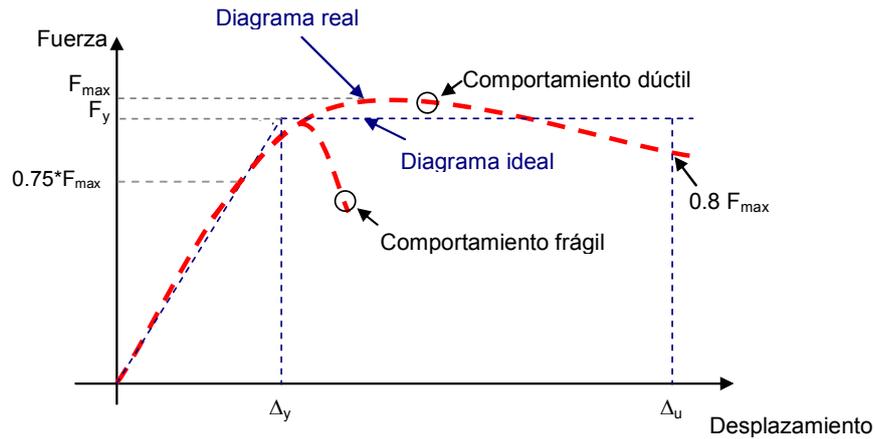


Figura 2.9 Diagrama de la envolvente carga-desplazamiento con la curva ideal.

Deriva o “chord rotation” ($\theta = \Delta / L_s$)

La deriva se define como la relación entre el desplazamiento lateral (Δ) y la distancia de entrepiso (L_s). Puede estar definida para el estado elástico nominal ($\theta_y = \Delta_y / L_s$) y también para el estado último ($\theta_u = \Delta_u / L_s$) (Figura 2.10).

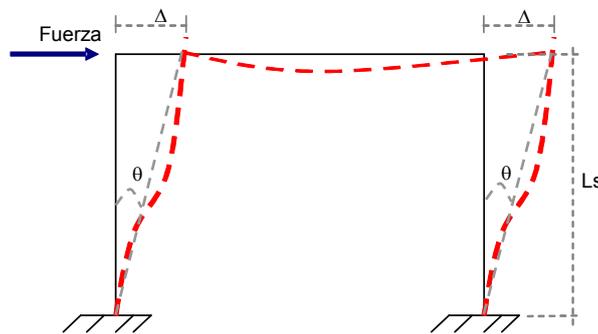


Figura 2.10 Deriva o “chord rotation”.

A nivel seccional

El comportamiento de la sección se describe mediante el diagrama momento curvatura ($M-\phi$) y está asociada con la curvatura inelástica de la sección crítica del elemento armado donde se ha de producir la rótula plástica. Los parámetros que miden la deformabilidad a nivel de la sección están definidos como la curvatura elástica nominal (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) (Figura 2.11).

Curvatura plástica ($\varphi_p = \varphi_u - \varphi_y$)

Es la cuantificación de la curvatura no elástica de una sección.

Ductilidad de curvatura ($\mu_{\varphi u} = \varphi_u / \varphi_y$)

También puede utilizarse para expresar la ductilidad local en la zona de rótula plástica. Se obtiene de forma análoga que la ductilidad en desplazamiento.

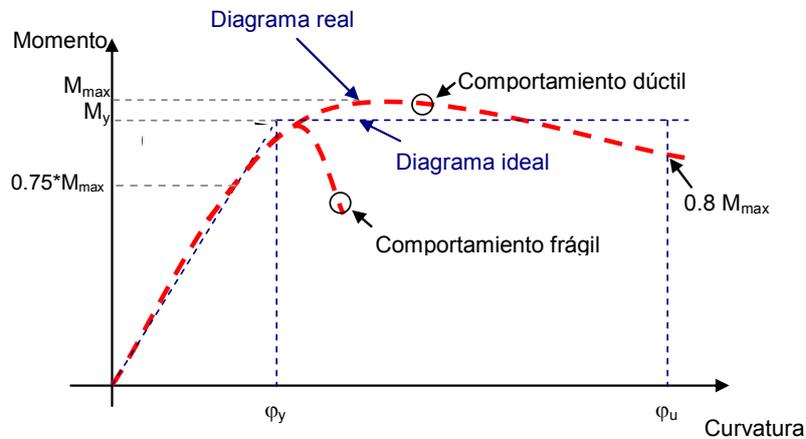


Figura 2.11 Diagrama de la envolvente momento-curvatura con la curva ideal.

A nivel rotacional

Corresponde con la medida de la rotación inelástica de las secciones críticas del elemento y en donde se producen las articulaciones plásticas (Figura 2.12).

Ductilidad rotacional ($\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y$)

Donde θ_u es definida como la rotación última cuando se da también el momento último y θ_y es la rotación elástica nominal.

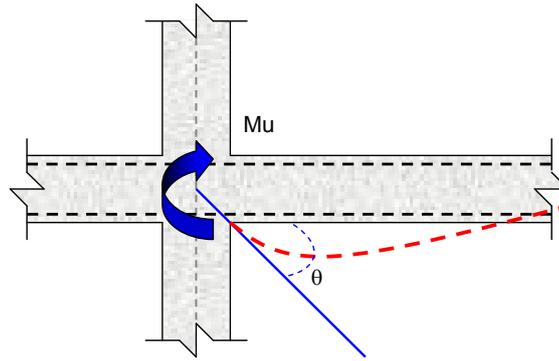


Figura 2.12 Ductilidad rotacional.

Cabe resaltar, que existe una reciprocidad con respecto a los factores vistos anteriormente: la ductilidad en desplazamiento, ductilidad en curvaturas y ductilidad rotacional; ya que al producirse la longitud de plastificación, se crea una concentración y distribución uniforme de deformaciones inelásticas en la zona del elemento.

Por otro lado, es importante señalar que la longitud de plastificación es uno de los parámetros con mayor incertidumbre, y por tal motivo algunas investigaciones como Baker y Marakone (1965) [20], Corley (1966) [47], Sheikh et al. (1989) [142], Park et al. (1982) [121], entre otros, se han dedicado exclusivamente al estudio de la longitud de rótula plástica. Estos autores han estudiado dos posibles aplicaciones: la primera se refiere a las expresiones de L_p que aparecen en la bibliografía, las cuales se realizaron con el propósito de evaluar la rotación plástica que ocurre en vigas hiperestáticas y permiten una redistribución de los momentos; esto ha sido considerado dentro del análisis no lineal, del análisis lineal con distribución de momentos y en el análisis plástico. La segunda aplicación de L_p que ha dado origen a una importante cantidad de propuestas y tiene que ver con la evaluación del desplazamiento último en modelos de soportes en voladizo.

2.2.1. Longitud de plastificación

En general, las expresiones propuestas para el cálculo de la longitud de la rótula plástica se obtienen de forma experimental, por lo cual se conoce el comportamiento tanto de la sección como del elemento. Por consiguiente la L_p se puede deducir, como se muestra en la expresión 2.28 propuesta por Mander et al. (1988) [99].

$$\delta_u = \delta'_y + \delta_p = \delta'_y + (\varphi_u - \varphi'_y) L_p (L_s - 0.5L_p) \quad 2.28$$

donde:

- δ'_y desplazamiento elástico efectivo,
- δ'_u desplazamiento último,
- δ'_p desplazamiento plástico,
- L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,
- φ_u curvatura última de la sección cercana al apoyo,
- φ_y curvatura elástica efectiva de la sección cercana al apoyo,
- L_p longitud de rotula plástica.

Por otro lado, autores como Priestley et al. (1996) [130], Lehman (1998) [90], Panagiotakos y Fardis (2001) [119] o Lehman y Moehle (2000) [89], expresan el cálculo de L_p , basándose en un primer término, que tiene en cuenta los efectos de la flexión (αL_s) y en un segundo término por el efecto del deslizamiento de la armadura en el extremo fijo del soporte (C_t), (Ec. 2.29).

$$L_p = \frac{M_{\max} - M_y}{M_{\max}} \cdot L_s + C_t = \alpha L_s + C_t \quad 2.29$$

donde:

- M_{\max} momento máximo de la sección transversal,
- M_y momento elástico,
- L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo.

Con respecto al valor de α , Priestley (1996) [130] asume un valor de $\alpha = 0.08$, Panagiotakos y Fardis (2001) [119] asumen $\alpha = 0.12$ y Lehman y Moehle (2000) [89] usan la expresión general para $\alpha = (M_{\max} - M_y) / M_{\max}$.

A continuación, se muestra un resumen de las principales expresiones propuestas para L_p , obtenidas de la literatura técnica hasta el año 2005. Dichas ecuaciones toman en cuenta los dos términos que han sido mencionados anteriormente.

Tabla 2.4 Resumen de expresiones para el cálculo de L_p medida a partir de la relación entre curvaturas y desplazamientos hasta el año 2000.

| Autores | Expresiones |
|------------------------------------|---|
| Priestley y Park (1987) [129] | $L_p = 0.08L_s + 6d_b$ 2.30 |
| Zahn F. A. (1986) [177] | $L_p = (0.08L_s + 6d_b) \left(0.5 + 1.67 \frac{N}{f_c A_g} \right)$ para $\frac{N}{f_c A_g} < 0.3$ 2.31 |
| | $L_p = 0.08L_s + 6d_b$ para $\frac{N}{f_c A_g} \geq 0.3$ 2.32 |
| Mander J. B. (1984) [98] | $L_p = 32\sqrt{d_b} + 0.06L_s$ 2.33 |
| Paulay y Priestley (1992) [122] | $L_p = 0.08L_s + 0.022f_y d_b$ 2.34 |
| Lehman (1998) [90] | $L_p = 0.5\alpha L_s + 1.2\alpha f_u \frac{d_b}{4f_{b,y}}$ 2.35 |
| Panagiotakos y Fardis (2001) [119] | $L_p = 0.12L_s + 0.014f_y a_{sl} d_b$ 2.36 |
| Lehman y Moehle (2000) [89] | $L_p = \frac{l_y}{2} + \frac{(f_u - f_y)\phi}{40\sqrt{f_c}}; l_y = \frac{M_u - M_y}{M_u}$ (en psi) 2.37 |

Por otra parte, Ceroni, Manfredi y Pecce (2003) [42], desarrollaron una expresión en base a un modelo numérico para evaluar la rotación plástica en soportes de hormigón armado. El modelo tiene en cuenta las características geométricas del elemento, así como también la adherencia entre el hormigón y la armadura.

La rotación del elemento se calcula por flexión y por rotación en el extremo del apoyo. La primera se calcula integrando la distribución de curvatura a lo largo del soporte; y la segunda que tiene en cuenta el deslizamiento de la armadura anclada; se calcula la longitud de transferencia de tensión del acero al hormigón dentro de la zona de anclaje (Ec. 2.38).

$$\theta_{p,\text{fl},x} = \frac{s_b}{(d - x_c)} \tag{2.38}$$

donde:

s_b deslizamiento de la armadura,

x_c profundidad de la fibra neutra de la sección en la base del soporte,

$\theta_{p,fl,x}$ rotación plástica en la base del soporte, debida al efecto del deslizamiento de la armadura anclada.

La longitud de rótula plástica se puede calcular en base a cada una de las contribuciones de rotación plástica; al dividir cada una de éstas por la curvatura plástica de la sección en la base del elemento. Para los ensayos de Ceroni, Manfredi y Pecce (2003) [42], la contribución para el cálculo de la rotación plástica se evalúa como la diferencia entre la rotación en el momento máximo (θ_u) y la rotación elástica (θ_y) definida cuando ocurre la plastificación del acero (Ec. 2.39).

$$\theta_p = \theta_{p,c} + \theta_{p,fl,x} \quad 2.39$$

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \quad 2.40$$

$$L_p = L_p^I + L_p^{II} \quad 2.41$$

donde:

θ_p rotación plástica total,

$\theta_{p,c}$ rotación plástica de flexión,

$\theta_{p,fl,x}$ rotación plástica en la base del soporte, debida al efecto del deslizamiento de la armadura anclada,

L_p^I longitud de rotula plástica; $\theta_{p,c}/(\varphi_u - \varphi_y)$,

L_p^{II} longitud de rotula plástica, $\theta_{p,fl,x}/(\varphi_u - \varphi_y)$.

Por otra parte, para el cálculo de L_p^I y L_p^{II} , las ecuaciones fueron desarrolladas en base a 3780 ensayos numéricos, cuya propuesta se muestra a continuación:

$$L_p^I = 6.1 \left(\frac{L}{h} \right)^{0.43} \cdot \left(\frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0.65} \cdot \varepsilon^{-0.32} \left(1 + \frac{N}{A_g \cdot f_c} \right)^{-1.83} \quad 2.42$$

$$L_p^{II} = 5 \cdot d_b \cdot \left(\frac{f_t}{f_y} - 1 \right) \quad 2.43$$

donde:

L longitud del elemento,

| | |
|---------------|---|
| h | canto de la sección, |
| f_t | carga de rotura del acero, |
| f_y | limite elástico del acero, |
| ε | deformación correspondiente a la carga de rotura del acero, |
| N | axil aplicado, |
| f_c | resistencia a compresión del hormigón, |
| A_g | área gruesa de la sección, |
| d_b | diámetro de la armadura longitudinal. |

Bae (2005) [18], propuso el cálculo de la longitud plástica aplicando el “Método de deformación de compresión del hormigón”. Éste método consiste en obtener la distribución de deformación de la fibra exterior del núcleo confinado a lo largo del soporte, la cual; es igual a la deformación de la armadura en compresión. La zona donde se produce la deformación plástica de la armadura comprimida, es longitud de plastificación (L_p).

Este autor considera que utilizar la distribución de deformaciones del hormigón en compresión para calcular L_p , permite identificar mejor los parámetros que influyen en la longitud de plastificación. Además, tiene en cuenta que la rotura del hormigón está más relacionada con las deformaciones del hormigón que con las curvaturas. Por consiguiente, las deformaciones de compresión del hormigón desarrolladas en el núcleo del hormigón cuando se alcanza la capacidad de momento máximo en la sección crítica del soporte; pueden ser una buena indicación de la formación de rótula plástica.

Los parámetros claves que influyen en la longitud de rótula plástica son identificados mediante un análisis de sensibilidad. Estos parámetros son: la carga axial, la esbeltez a cortante y la cuantía de armadura transversal. Basándose en los resultados numéricos, Bae (2005) [18], observa una relación lineal entre éstos parámetros y propone una expresión de mínimos cuadrados utilizando la base de datos del UW/PEER. Esta expresión, puede ser utilizada para el cálculo del desplazamiento máximo en modelos de soporte en voladizo (Ec. 2.44).

$$\frac{L_p}{h} = \left[0.3 \left(\frac{N}{N_u} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] \left(\frac{L}{h} \right) + 0.25 \geq 0.25 \quad 2.44$$

donde:

| | |
|-------|--|
| N | carga axial aplicada, |
| N_u | capacidad de carga axial de acuerdo al ACI-318 (2011) [2] $(0.85f_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$, |

| | |
|-------|---------------------------------------|
| A_s | área total de armadura longitudinal, |
| A_g | área bruta de la sección transversal, |
| L | longitud del soporte, |
| h | canto de la sección transversal. |

2.3. Parámetros principales de los que depende la capacidad de deformación del soporte

2.3.1. Nivel de carga axial

Como es sabido, a mayor nivel de carga axial, el soporte es menos dúctil. Además, el nivel de carga axial es uno de los parámetros más importantes en este estudio, ya que en conjunto con la esbeltez de cortante (λ_v), da origen a los efectos de segundo orden los cuales pueden dar lugar al fallo por inestabilidad del soporte. Esto significa una pérdida de capacidad tanto de resistencia como de deformación; es decir, una reducción de la ductilidad. Sin embargo, parámetros como la resistencia del hormigón, la cuantía de la armadura longitudinal y transversal; juegan un papel importante, ya que el efecto de éstos tiene una mayor o menor implicación dentro del rango del nivel de carga axial.

Respecto a las normativas de construcción EHE (2008) [46], EC-8 (2004) [58] y ACI-318 (2011) [2], especifican un rango máximo y mínimo de nivel axial reducido entre 0.1 y 0.55. El EC-8 (2004) [58] indica que el axial reducido, no debe exceder de 0.65 en el caso de diseñar el soporte con una ductilidad media (DCM) y de 0.55 en el caso de diseñarlo con una ductilidad alta (DCH). Además, según EHE (2008) [46] (Anejo 10) y ACI-318 (2011) [2] (21.6.1), el axial mínimo a considerar en soportes sometidos a acciones sísmicas es de 0.10.

2.3.2. Cuantía de armadura longitudinal

La influencia de éste parámetro en el comportamiento de elementos sometidos a esfuerzos axiales y de compresión, no es tan evidente en la ductilidad, comparado con la aportación que hacen otros parámetros. La variación de la cuantía longitudinal en conjunto con los otros parámetros, da lugar a un efecto variable para los diferentes estados de carga (elástico y último); y, consecuentemente, una variable en la ductilidad.

Por otro lado, el efecto de la cuantía de armadura longitudinal está ligado al tipo de rotura. Por un lado, si se produce por agotamiento de la armadura en tracción, es evidente que el incremento de la cuantía de armadura longitudinal provocará un

aumento en el desplazamiento último. Y para elementos con predominio de fallo del hormigón en compresión, el aumento de la cuantía de armadura longitudinal en compresión permitirá que la profundidad de la fibra neutra disminuya y, en consecuencia se obtendrá un incremento en el desplazamiento último.

2.3.3. Confinamiento

La armadura transversal mejora la capacidad de deformación y disipación de energía del soporte en caso de niveles medios o altos de axil; así en la situación última del soporte se produce el salto del recubrimiento al plastificar el hormigón, de forma casi simultánea, la armadura transversal genera una presión interna en el núcleo del hormigón confinado, mejorando la respuesta del hormigón. Es por ello que, asegurando una adecuada disposición de cuantía transversal en el elemento, se puede llegar a obtener una mayor capacidad de deformación y de absorción de energía del soporte.

Park y Paulay (1975) [120], estudiaron el confinamiento utilizando estribos en forma de espiral y en forma rectangular, observando que al confinar el hormigón se producen presiones internas (Figura 2.13). Además identificaron que el incremento de esfuerzos y la ductilidad debido al confinamiento es significativo.

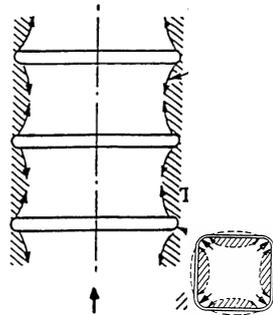


Figura 2.13 Presión interna del soporte por confinamiento, Park y Paulay (1975) [120].

Es por ello que para asegurar el comportamiento dúctil de los soportes, las normativas (EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2], EHE-08 [46], entre otras) especifican la disposición de la cuantía de armadura transversal a disponer en las zonas críticas susceptibles de albergar una rótula plástica. Para niveles altos de axil es necesario disponer una cuantía importante de armadura transversal. Dicha cuantía, puede suponer problemas durante la puesta en obra del hormigón.

2.3.4. Esbeltez a cortante

El efecto de la esbeltez en la capacidad de deformación de elementos de hormigón armado, se debe principalmente a la influencia en la no linealidad geométrica, lo cual conlleva la modificación no solo de su capacidad resistente, sino de deformación. En elementos esbeltos de hormigón, el fallo se produce anticipadamente por la inestabilidad del elemento, de modo que la deformación del mismo se debe más a los efectos de la no linealidad geométrica que a la no linealidad de los materiales, generando en el diagrama de carga-desplazamiento, un descenso súbito de la carga; y por lo tanto, la capacidad de deformación se ve disminuida.

Respecto a los estudios realizados sobre éste parámetro, existen numerosas publicaciones referentes al estudio de la capacidad resistente y de deformación de soportes sometidos a cargas cíclicas (Berry et al (2004) [32], fib Bulletin 25 (2003) [63]). Los ensayos experimentales disponibles se centran en soportes de hormigón armado con esbeltez a cortante (λ_V) inferior a 6.5 (Panagiotakos y Fardis (2001) [119]).

Por otra parte, Bae y Bayrak (2006) [16], muestran que los efectos de segundo orden (efecto P- Δ), influyen en la capacidad de deformación de los soportes esbeltos, sin embargo son escasos los trabajos experimentales en soportes con esbeltez superior a 6.5.

2.3.5. Pandeo de la armadura longitudinal

Es importante señalar que el pandeo de la armadura longitudinal en compresión, limita en gran medida la capacidad de deformación del soporte, ya que, una vez que salta el recubrimiento del hormigón; se produce un incremento de tensión de dicha armadura pudiéndose plastificar. Esto hace que disminuya notablemente su rigidez, consecuentemente una disminución importante de la ductilidad.

El pandeo de la armadura depende de diferentes parámetros, pero principalmente de la separación del armado transversal en conjunto con la aplicación de la carga axial. Es muy importante asegurar que, en los puntos donde se vayan a generar rótulas plásticas, el pandeo de la armadura se produzca después de alcanzar el 80% de la carga máxima en caída y no antes, con el fin de obtener una capacidad de deformación adecuada y evitar que la estructura colapse en gran medida.

La norma de construcción europea EC-8 (2004) [58], señala diferentes separaciones de cercos en función de la ductilidad requerida, para evitar el pandeo de la armadura tras el salto del recubrimiento ($8 \cdot \phi_l$ para soportes con ductilidad media (DCM) y $6 \cdot \phi_l$ para soportes con ductilidad alta (DCH), donde ϕ_l es el diámetro más pequeño de

la armadura comprimida) . La instrucción española (EHE-08 [46]), mantiene las mismas limitaciones que el EC-8 (2004) [58]. Sin embargo, el código ACI-318 (2011) [2], propone una única separación máxima, igual a $6 \cdot \phi_l$, independiente de la ductilidad.

2.3.6. Salto de recubrimiento

Cuando se produce el salto de recubrimiento en la cara comprimida del hormigón, la sección se debilita y disminuye la capacidad resistente hasta llegar a la rotura, si el confinamiento de la armadura no mejora la capacidad resistente del núcleo de la sección confinada respecto de la sección íntegra sin confinar. Para hormigones convencionales, el salto de recubrimiento suele producirse gradualmente hasta generar la zona de daño; sin embargo, con hormigones de alta resistencia este salto se produce de forma muy abrupta y esto se debe, según Collins et al. (1993) [45], a que una vez ocurrido el salto de recubrimiento, la sección efectiva reducida no es capaz de resistir la carga aplicada.

Es por eso que Collins et al. (1993) [45], propone un factor (k_3) que mejora significativamente los resultados, considerando el salto del recubrimiento como una disminución de la resistencia a compresión del hormigón en los soportes fabricados de alta resistencia. Sin embargo, la minoración de la resistencia del hormigón ocurre en toda la sección transversal de la pieza, sin tener en cuenta que el núcleo del hormigón no ha sido afectado por el salto del recubrimiento. Por otro lado, Leite (2011) [91], propone una expresión respecto al factor k_3 que minora la resistencia del hormigón en el borde exterior de la sección transversal, manteniendo así las características del material en el núcleo de hormigón que no es afectado por este salto de recubrimiento.

2.3.7. Resistencia del hormigón

Las propiedades mecánicas que posee un elemento pueden variar significativamente su capacidad de respuesta cuando está sometido a carga axial y carga lateral cíclica. Por tal motivo, existen diferencias en el comportamiento tensión-deformación del hormigón convencional (HC) y hormigón de alta resistencia (HAR). Las diferencias más significativas, se pueden ver a continuación:

- Para HAR, la curva tensión-deformación en compresión, permanece lineal prácticamente hasta la tensión última,
- La curva post-pico empieza a tener una mayor pendiente, cuando la resistencia del hormigón aumenta, por consiguiente, se reduce la ductilidad,
- El modo de fallo de los soportes fabricados con hormigón de alta resistencia, es más frágil que con hormigón convencional (Li et al (1994) [93] ; Ho y Pam

(2003) [71]), y en consecuencia su uso, está siendo aceptado lentamente en zonas sísmicas (Hwang y Yun (2004) [74]).

Visto lo anterior, los elementos fabricados de hormigón de alta resistencia, pueden tener un comportamiento menos dúctil que los elementos de hormigón convencional. Sin embargo, la influencia de las características del hormigón, depende de la interacción con otras variables (cuantía de armadura, nivel de carga axial, confinamiento, etc.); lo que definirá el tipo de fallo. Esto quiere decir, que la influencia de las propiedades mecánicas y de deformación del hormigón, está ligada principalmente al tipo de fallo del elemento, esto se hace más evidente en elementos en los que se presenta un fallo por rotura del hormigón en compresión, comparado con el fallo a rotura de la armadura de tracción en el elemento.

En anteriores estudios experimentales, se han identificado algunos aspectos que diferencian el comportamiento dúctil de elementos de hormigón convencional y de alta resistencia:

- Pecce y Fabbrocino (1999) [127] y Bigaj (1999) [33], sostienen que debido a la fragilidad del hormigón de alta resistencia, pueden darse varios fenómenos de fallo local (como por ejemplo, la pérdida prematura del recubrimiento del hormigón). Esto conlleva una reducción de la ductilidad y pérdida de la capacidad de deformación en la rama post-pico.
- La resistencia del hormigón tiene una influencia crucial en la ductilidad de los elementos; tanto si están sometidos a bajos como a altos niveles de carga axial, cuanto mayor es la resistencia del hormigón, menor es la ductilidad. Sin embargo, los soportes de HAR pueden llegar a comportarse de forma dúctil; si cuentan con una adecuada cuantía de armadura transversal (p. e. Légeron y Paultre (2000) [88], Saatcioglu y Razvi (1992) [139], Bayrak (1998) [26], Mendis (2001) [110]).

2.3.8. Contenido de fibras de acero en la masa de hormigón

Se han realizado estudios respecto al diseño estructural con el objetivo de que la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón, en combinación con el refuerzo transversal; permita una reducción de la cuantía requerida por los códigos de diseño y también para garantizar una mejora de la capacidad resistente y de deformación en la estructura.

Es por ello que, investigaciones recientes (p.e Foster (2001) [66], Aoude et al. (2009) [8], Campione et al. (2010) [39], Paultre et al. (2010) [126], Hsu y Hsu (1994)

[73]) han analizado la presencia de fibras metálicas y se ha observado con gran importancia que éstas retrasan el salto del recubrimiento del hormigón e incrementan la capacidad de deformación y la ductilidad en columnas de hormigón, sometidas a compresión simple o esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica. Sin embargo, los códigos no tienen en cuenta en sus expresiones este efecto favorable de las fibras de acero (EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2]).

2.4. Métodos simplificados

2.4.1. Capacidad de deformación

La evaluación de la capacidad de deformación en elementos de hormigón armado, sometidos a esfuerzos combinados de carga axial y carga lateral, es de suma importancia para el diseño estructural sísmico. Para explicar dicho comportamiento se presenta un resumen planteado por Barrera A. (2012) [23], que hace referencia a métodos teóricos y a normativas.

En éste apartado, se hace un breve análisis de los métodos empíricos propuestos por Panagiotakos y Fardis (2001) [119], que desarrollan ecuaciones en base a estudios experimentales para evaluar la capacidad de deformación. Éstas expresiones se han ajustado e incluido en la norma europea EC-8 (2004) [58], y hacen referencia a la deriva última (θ_u) y a la deriva elástica (θ_y). También se hace referencia a los estudios realizados por Lam et al. (2003) [87], en donde se proponen expresiones para la deriva última (θ_u).

Por otra parte, para los métodos analíticos simplificados se muestran modelos analíticos por Priestley y Park (1987) [129], Lehman (1998) [90] y Fardis et al. (2001) [112]; que proponen un estudio del desplazamiento máximo, evaluando la sección crítica y la longitud de rótula plástica (L_p).

a) Métodos empíricos

Método empírico propuesto por Fardis et al. (2001) [112]

Los autores realizan una recopilación de datos de ensayos experimentales que constan de vigas y soportes de sección rectangular y circular, muros rectangulares y pilas de sección hueca; sometidos a flexión uniaxial con o sin carga axial, bajo carga monotónica o cíclica.

Esta base de datos, evalúa la capacidad de deformación basándose en la deriva elástica y en la deriva última. Proponen expresiones simples para evaluar la deriva, es decir; la relación entre el desplazamiento último del elemento (δ_u) y la longitud de cortante (L_s , longitud entre la sección de momento nulo y momento máximo). Se indica,

que la mayoría de los ensayos recogidos en la base de datos, tomaron como criterio de rotura convencional el 15% de la caída de la carga en la rama post pico; tanto para ensayos con carga monotónica, como cíclica. Posteriormente, Fardis y Biskinis (2003) [62] modifican la determinación de la situación de rotura en un 20% de la carga post pico.

Estos autores, desarrollaron expresiones de forma empírica mediante el análisis del comportamiento de un soporte ménsula.

A continuación, se muestran las expresiones para el cálculo de la deriva elástica y de la deriva última.

La **deriva elástica** ($\theta_y = \delta_y/L_s$), se obtiene a partir de la ecuación 2.45 en función de la rigidez efectiva del elemento EI_e :

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3 \cdot EI_e} \tag{2.45}$$

donde:

M_y momento elástico de plastificación,

L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,

θ_y deriva elástica.

Para una primera aproximación (Tabla 2.5, Ec. 2.46), estos autores plantean expresiones empíricas de θ_y donde el primer término se debe a la deformación por flexión. El segundo término puede ser considerado como la distorsión debida a la fisuración por cortante, en el momento para el estado de flexión elástica. Y el tercero incluye el efecto de la rotación en el extremo fijo, debido al deslizamiento de la armadura en la zona de anclaje. Posteriormente, Fardis y Biskinis (2003) [62], proponen un mejor ajuste con los ensayos experimentales (Tabla 2.5, Ec. 2.47).

Tabla 2.5 Expresiones de la deriva elástica

| | | |
|---|--|-------------|
| Fardis et al. (2001) [112] | $\theta_y = \varphi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_y d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$ | 2.46 |
| Fardis y Biskinis (2003) [62] | $\theta_y = \varphi_y \frac{L_s}{3} + 0.00275 + \alpha_{sl} \frac{0.2 \varepsilon_y d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$ | 2.47 |

donde:

- φ_y curvatura elástica,
- L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,
- α_{ls} 1 si se desliza la armadura longitudinal en la zona de anclaje, de lo contrario 0,
- ε_y deformación correspondiente al límite elástico del acero,
- d_b diámetro de las barras de acero longitudinales,
- f_y límite elástico del acero,
- f_c resistencia a compresión del hormigón,
- d canto útil de la sección,
- d' recubrimiento mecánico de la armadura en compresión.

Las ecuaciones 2.46 y 2.47, se deducen al cuantificar la curvatura elástica (φ_y), en función de la geometría de la sección y de las propiedades del material. La curvatura elástica (φ_y); será el menor valor entre las dos siguientes situaciones: la primera se refiere cuando se alcance en la fibra más comprimida de la sección, una deformación límite que corresponde al comienzo de la no-linealidad del hormigón; la segunda situación, se da si se alcanza primero la deformación elástica del acero en las barras de tracción (ε_y). En ambas ecuaciones, se ha considerado que la no-linealidad del hormigón se da, para una valor del 90% de la deformación correspondiente a la deformación en la tensión pico del hormigón (ε_{co}).

Respecto a la deriva última, los autores proponen distintas expresiones basándose en 875 ensayos experimentales. Tienen en cuenta las siguientes variables: nivel de axil reducido ($\nu=N/A_g f_c$), esbeltez a cortante ($\lambda=L_s/h$), resistencia del hormigón (f_c), cuantía de armadura longitudinal en compresión y en tracción (ρ_l y ρ'_l), cuantía de armadura transversal (ρ_{sx}), características mecánicas del acero (ε_y y f_y), (y el) efecto de la adherencia y tipo de aplicación de carga (monotónica o cíclica). En la Tabla 2.6 la expresión 2.48, se corresponde a ensayos para carga monotónica, la expresión 2.49 para carga cíclica y la expresión 2.50, para ensayos con carga monotónica y cíclica. Hay que tener en cuenta que éstas expresiones se han calibrado, para una situación de rotura del 15% de la carga post pico en la respuesta carga-desplazamiento.

Posteriormente, la expresión 2.50, fue modificada e incluida en el CEB-FIP Bulletin 24 y 25 (2003) [63] (Ec. 2.51). Por último Fardis y Biskinis (2003) [62], modificaron dicha propuesta (Ec. 2.52). Éstas dos últimas ecuaciones se han desarrollado para una situación de fallo, alcanzándose el 20% de la carga post pico.

Hay que tener en cuenta que en la base de datos experimentales, los elementos de hormigón han sido fabricados con diferentes tipos de acero. Ello influye considerablemente en la capacidad de deformación de elementos de hormigón armado. Para tener en cuenta este efecto, se propone un factor que depende para cada tipo de acero (α_{st}). Adicionalmente, se tiene en cuenta otro factor relacionado con el tipo de carga (monotónica o cíclica), ambos factores se determinan en la Tabla 2.7.

Tabla 2.6 Resumen de expresiones para el cálculo de la deriva elástica y deriva ultima, obtenidas a partir de la propuesta hecha por Panagiotakos y Fardis (2001) [112]

| Fardis et al. (2001) [112], ensayos a carga monotónica | |
|---|-------------|
| $\theta_{u,mon}(\%) = \alpha_{st} \left[1 + \frac{\alpha_{sl}}{8} \right] (0.15)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \frac{L_s}{h} f_c \right]^{0.425}$ | 2.48 |
| Fardis et al. (2001) [112], ensayos a carga cíclica | |
| $\theta_{u,cyc} = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left[1 + \frac{\alpha_{sl}}{2} \right] (1 - 4\alpha_{wall}) (0.2)^v (f_c)^{0.175} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.4} 1.1^{(100\alpha_k)} (1.3^{100\rho_d})$ | 2.49 |
| Fardis et al. (2001) [112], ensayos a carga monotónica y cíclica | |
| $\theta_u = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left[1 + \frac{\alpha_{sl}}{2.3} \right] \left(1 - \frac{\alpha_{wall}}{3} \right) (0.2)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.275} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.45} 1.1^{(100\alpha_k)} (1.3^{100\rho_d})$ | 2.50 |
| CEB-FIP Bulletin 25 [63], ensayos a carga monotónica y cíclica | |
| $\theta_u = \alpha_{st} (1 - 0.38\alpha_{cyc}) \left[1 + \frac{\alpha_{sl}}{1.7} \right] \left(1 - \frac{\alpha_{wall}}{3} \right) (0.3)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.2} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.425} 25^{\alpha_k} (1.45^{100\rho_d})$ | 2.51 |
| Fardis y Biskinis (2003) [62], ensayos a carga monotónica y cíclica | |
| $\theta_u = \alpha_{st} (1 - 0.4\alpha_{cyc}) [1 + 0.5\alpha_{sl}] (0.3)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.175} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.4} 25^{\alpha_k} (1.25^{100\rho_d})$ | 2.52 |

donde:

L_s/h esbeltez a cortante,

f_y límite elástico del acero transversal (MPa),

f'_y límite elástico del acero en compresión (MPa),

f_c resistencia del hormigón (MPa),

α_{sl} 1 si se desliza la armadura en la zona de anclaje; de lo contrario, 0,

α_{st} factor que tiene en cuenta el tipo de acero de la armadura (ver Tabla 2.7),

α_{cyc} factor que tiene en cuenta el tipo de carga (ver Tabla 2.7),

ρ_d cuantía de armadura diagonal si existe,

- ω cuantía mecánica de armadura en tracción ($\omega = \rho f_y / f_c$),
- ω' cuantía mecánica de armadura en compresión ($\omega' = \rho' f_y' / f_c$),
- ν axil reducido ($\nu = N / A_g f_c$),
- κ cuantía mecánica transversal ($\kappa = \rho_{sx} f_{yh} / f_c$),
- ρ_{sx} cuantía de acero transversal paralela a la dirección x de carga ($\rho_{sx} = A_{sx} / (b_w s_h)$),
- α_{wall} coeficiente igual a 1 para muros y 0 para vigas o soportes,
- α factor de efectividad del confinamiento de acuerdo a Sheikh y Uzumeri (1982) [148], adoptado también en el CEB-FIB Model Code 2010 [76],
- b_c ancho del núcleo confinado de la sección,
- h_c canto del núcleo confinado de la sección,
- s_h separación entre cercos.

Tabla 2.7 Factores de α_{st} y α_{cyc}

| Ecuación | α_{st} Factor tipo de acero | | | α_{cyc} | |
|----------|------------------------------------|---------------------|-------------------|------------------|---------------|
| | Rodado en caliente | Tratamiento térmico | Trabajado en frío | Carga monotónica | Carga cíclica |
| 2.48 | 1.250 | 1.00 | 0.50 | - | - |
| 2.49 | 1.125 | 1.00 | 0.80 | - | - |
| 2.50 | 1.500 | 1.25 | 0.80 | 1.0 | 0.6 |
| 2.51 | 0.016 | 0.0160 | 0.0105 | 0 | 1.0 |
| 2.52 | 0.0194 | 0.0194 | 0.0125 | 0 | 1.0 |

Método empírico propuesto por Lam, Wu, Wong, Wang y Li (2003) [87]

Los autores basan el estudio, en 15 ensayos experimentales de soportes de hormigón convencional sometidos a flexo-compresión cíclica. Se propone un modelo que calcula la deriva última (θ_u) e introduce un parámetro adimensional (α), que incluye la influencia debida a la esbeltez de cortante ($m = L_s / h$), el nivel de axil reducido ($\nu = N / A_g f_c$), la cuantía geométrica transversal (ρ_s) y las propiedades de los materiales (límite elástico del acero y resistencia a la compresión del hormigón) (Ec. 2.53 y Ec. 2.54). Es destacable que siete de los ensayos han sido realizados por Lam et al. (2003), y los demás se han seleccionado en la base de datos proporcionada por Taylor et al. (1997) [157].

$$\alpha = (1 + m) \left(1 - \sqrt{n} \right) \sqrt{\frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}} \tag{2.53}$$

$$\frac{\theta_u}{100} = 0.564 + 8.489\alpha - 7.804\alpha^2$$

2.54

donde:

- α factor adimensional,
- m esbeltez de cortante,
- n nivel de axil reducido,
- ρ_s cuantía de armadura transversal,
- f_{yh} límite elástico de la armadura transversal,
- f_c resistencia del hormigón en compresión.

b) Métodos analíticos simplificados

Los modelos analíticos permiten evaluar la capacidad de deformación elástica y última, mediante la idealización de un “soporte en voladizo” (Figura 2.14). Se puede calcular el desplazamiento en el extremo libre del soporte para ambos casos; a partir de la distribución de curvaturas de flexión, suponiendo que se acumulan curvaturas inelásticas en una longitud equivalente a la rótula plástica (L_p). De esta forma se puede calcular el desplazamiento máximo mediante la expresión 2.28.

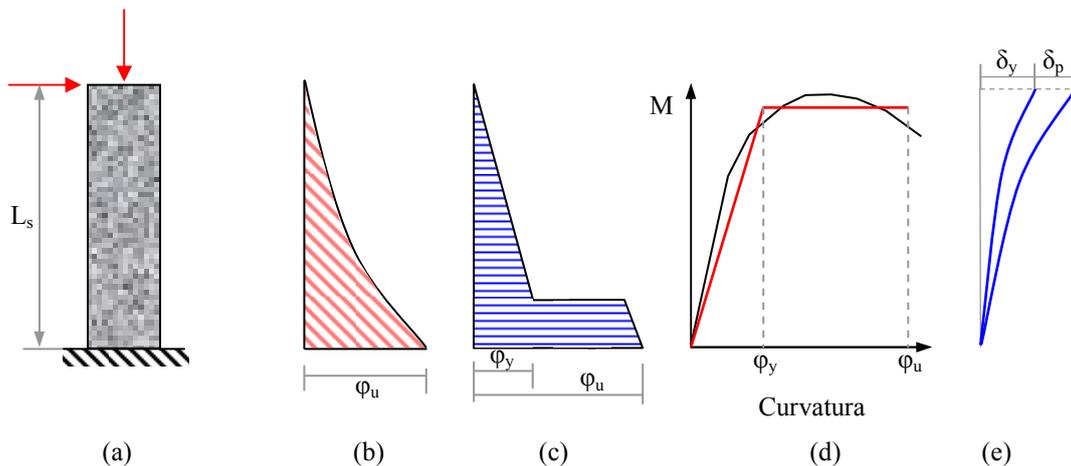


Figura 2.14 Modelo de soporte en voladizo

Algunos de los métodos basados en el modelo de soporte en voladizo son los propuestos por Priestley et al. (1996) [130], Lehman et al. (1998) [90] y Fardis et al.

(2003) [62]; y se caracterizan por considerar además de la flexión, la contribución del cortante y el deslizamiento de la armadura en la zona de anclaje.

Éstos modelos hacen énfasis en la curvatura efectiva elástica y última, desplazamiento elástico y longitud de plastificación. A continuación, se muestran los estudios realizados.

Método analítico propuesto por Priestley et al. (1996) [130]

El modelo analítico se dedujo mediante pilas de puentes a gran escala, del cual se ha idealizado la respuesta monotónica y la sección como se muestra en la Figura 2.15.

Curvatura elástica y curvatura última

En la misma figura en el apartado (a), se muestra la idealización de la curva momento-curvatura para obtener la curvatura elástica efectiva y la curvatura última. La curvatura elástica efectiva (ϕ'_y) no tiene porque coincidir con el punto de plastificación (M_y, ϕ_y); conociendo este punto, se traza una línea que intersecta el diagrama momento-curvatura cuya pendiente de la rama se denomina rigidez elástica efectiva a flexión de la sección (EI_e) y se obtiene de la relación (M_y/ϕ_y). Esta rama elástica idealizada, se prolonga hasta llegar al momento nominal (M_n).

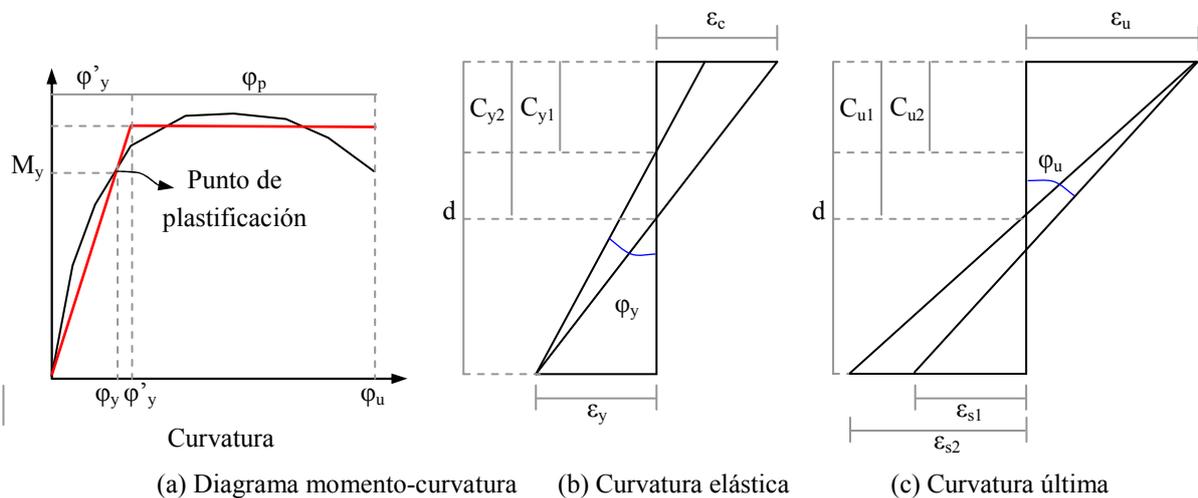


Figura 2.15 Descripción de la curvatura elástica y última, Método de Priestley et al. (1996) [130].

La curvatura elástica (ϕ_y) que representa el punto de plastificación se define de dos formas; cuando la armadura longitudinal plastifica o la deformación del hormigón en la fibra más comprimida alcanza el valor de $\epsilon_c=0.0015$ (Figura 2.15 (b)), éste valor

representa el 75% de la deformación máxima para hormigones convencionales. La curvatura elástica se define como el menor entre las ecuaciones 2.55 y 2.56.

| | |
|----------------------------------|---|
| Si plastifica la armadura | $\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - c_y)} \quad \mathbf{2.55}$ <p>donde: ε_y deformación elástica del acero, c_y profundidad de la fibra neutra para la situación $\varepsilon_s = \varepsilon_y$, d canto útil de la sección transversal.</p> |
| Si plastifica el hormigón | $\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{c_y} \quad \mathbf{2.56}$ <p>donde: ε_c Deformación del hormigón en la fibra mas comprimida ($\varepsilon_c = 0.0015$ para $f_c \leq 50$ MPa), c_y Profundidad de la fibra neutra par ala situación $\varepsilon_c = 0.0015$.</p> |

La curvatura elástica efectiva se obtiene según se muestra en la expresión 2.57. El momento elástico (M_y) y la curvatura elástica (φ_y) representan los puntos de plastificación; y el momento último de la sección (M_n) se calcula cuando la deformación del hormigón en la fibra más comprimida alcanza un valor de $\varepsilon_u = 0.004$.

$$\varphi'_y = \frac{M_n}{M_y} \varphi_y \quad \mathbf{2.57}$$

Por otro lado, la curvatura última está condicionada por la deformación máxima del hormigón en la fibra más comprimida. En este caso, Paulay y Priestley (1992) [122], proponen para elementos no confinados adoptar el valor de 0.004 para $f_c \leq 45$ MPa; en este caso la profundidad de fibra neutra (C_u), se calcula considerando la sección completa.

Para hormigón confinado Priestley et al. (1996) [130], consideran que la curvatura última (θ_y) está limitada por el núcleo de hormigón confinado (Ec. 2.58). En este caso, la deformación máxima se calcula mediante la ecuación de Mander (Ec. 2.59), y la profundidad de fibra neutra (C_u) se calcula para la sección del núcleo confinado.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \varepsilon_{su} \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cc}} \quad \mathbf{2.58}$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} \quad 2.59$$

donde:

ε_{su} deformación del acero en el punto de tensión máxima,

ρ_s cuantía de armadura transversal,

f_{yh} límite elástico del acero transversal,

f_{cc} resistencia del hormigón confinado.

Desplazamiento elástico

Para el diagrama momento-curvatura, la expresión 2.60 nos permite obtener el desplazamiento elástico correspondiente al punto de plastificación, y el punto que corresponde al desplazamiento elástico efectivo de la curva idealizada (φ'_y) se obtiene mediante la expresión 2.61.

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L_s^2}{3} \quad 2.60$$

$$\delta'_y = \frac{M_n}{M_y} \delta_y \quad 2.61$$

donde:

φ_y curvatura elástica,

L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,

M_n momento nominal calculado cuando la deformación del hormigón en la fibra mas comprimida de la sección alcanza el valor de $\varepsilon_u=0.004$,

M_y momento elástico, calculado para el menor de las dos condiciones.

Longitud de plastificación

La ecuación 2.62, que caracteriza este valor, muestra en un primer término el comportamiento del soporte a flexión y en el segundo término el efecto del deslizamiento de la armadura en la zona de anclaje.

$$L_p = 0.08L_s + 0.022f_y\Phi \quad (f_y \text{ en MPa}) \quad 2.62$$

donde:

L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,

f_y límite elástico del acero estructural,

Φ diámetro de la armadura longitudinal.

Método analítico propuesto por Lehman (1998) [90]

Los autores proponen igual expresión como lo han hecho Priestley (1996) [130], vistos anteriormente; un modelo bilineal que evalúa el comportamiento de la capacidad de deformación idealizando un diagrama de momento-curvatura.

Curvatura elástica y curvatura última

La curvatura elástica (φ_y) se calcula a partir de la plastificación de la armadura o de la deformación plástica del hormigón evaluada en $\varepsilon_c=0.002$ (Ec. 2.63). El momento nominal (M_n), se calcula según la normativa americana ACI-318 (2011) [2], y la curvatura plástica efectiva como lo muestra la expresión 2.64.

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - c_y)} \quad \text{o} \quad \varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{c_y} \quad 2.63$$

$$\delta'_y = \frac{M_n}{M_y} \delta_y \quad 2.64$$

En este modelo, la curvatura máxima (φ_{max}) (Ec. 2.65), es obtenida para un límite de deformación del acero en tracción igual a la mitad de la deformación en la carga última ($0.5\varepsilon_{su}$). Este límite de deformación, se asume para tener en cuenta implícitamente los efectos de la carga cíclica en los ensayos con desplazamiento impuesto.

$$\varphi_{max} = \frac{0.5\varepsilon_{su}}{c_u} \quad 2.65$$

Desplazamiento elástico

El desplazamiento elástico efectivo (δ'_y) se obtiene a partir del producto del desplazamiento elástico y de la relación (M_n/M_y).

El desplazamiento elástico consta de la suma de tres términos, como lo muestra la segunda expresión (Ec. 2.66); el primer término corresponde con la flexión del elemento (δ_{y-f}), el segundo término con el deslizamiento de la armadura en el extremo del apoyo (δ_{y-v}) y el tercer término con el cortante (δ_{y-s}).

$$\delta'_y = \frac{M_n}{M_y} \delta_y; \delta_y = \delta_{y-f} + \delta_{y-v} + \delta_{y-s} \quad 2.66$$

$$\delta_{y-f} = \frac{\varphi_y L_s^2}{3} \quad 2.67$$

$$\delta_{y-v} = \frac{V_y L_s}{0.4 \cdot E_{cs} \cdot 0.8 A_g} \quad 2.68$$

$$\delta_{y-s} = \varphi_y L_s \frac{d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad 2.69$$

donde:

- φ_y curvatura elástica,
- L_s distancia entre las secciones de momento máximo y momento nulo,
- V_y carga de cortante en el punto de plastificación,
- E_{cs} módulo de hormigón secante $E_{cs} = f_c / 0.002$ para $f_c \leq 50 \text{ MPa}$,
- A_g área bruta de la sección transversal,
- d_b diámetro de la armadura longitudinal,
- f_y límite elástico del acero,
- f_c resistencia del hormigón a compresión.

Longitud de rótula plástica

En el modelo propuesto se muestra la siguiente expresión para medir la longitud de plastificación.

$$L_p = 0.5L_s \frac{(M_u M_y)}{M_n} + \frac{1.2(f_u - f_y)d_b}{(4\sqrt{f_c})} \quad 2.70$$

donde:

M_u momento flector último calculado para la condición de curvatura última ($\varepsilon_s = 0.5\varepsilon_{su}$),

M_y momento flector en el punto de plastificación,

M_n momento flector nominal calculado de acuerdo al ACI-318 (2011) [2],

f_u tensión del acero para la situación ($\varepsilon_s = 0.5\varepsilon_{su}$),

f_y límite elástico del acero,

d_b diámetro de la armadura longitudinal,

f_c resistencia del hormigón en compresión.

Método analítico propuesto por Fardis et al. (2001) [112]

Éste modelo ha sido modificado posteriormente por Fardis y Biskinis (2003) [62], y se ha desarrollado en base a la propuesta del modelo teórico de elementos de hormigón armado. Se ha calibrado con la ayuda de 1200 ensayos en elementos tipo viga-soporte; en los cuales, la rotura del elemento se ha producido por agotamiento de flexión.

Se propone una expresión para calcular la deformación elástica y última, en elementos de hormigón armado en términos de la deriva ($\theta = \delta/L_s$), correspondiente al modelo de soporte en voladizo (Ec. 2.71).

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_s} \right) \quad 2.71$$

donde:

θ_y deriva elástica,

θ_p deriva plástica,

L_s distancia entre el punto de momento máximo y momento nulo,

L_p longitud de rótula plástica,

- φ_u curvatura última de la sección cercana al apoyo,
 φ_y curvatura elástica de la sección cercana al apoyo.

Curvatura elástica y curvatura última

Se ha propuesto una expresión para el cálculo de la curvatura elástica (φ_y), donde se da el inicio de la no-linealidad en el diagrama $M-\varphi$ (Ec. 2.72); es decir, se obtiene el punto de plastificación bien, por la plastificación de la armadura longitudinal, o bien, cuando se alcanza la deformación del hormigón correspondiente al 90% de la deformación en la situación de tensión máxima (ε_{co}). El momento elástico M_y , se calcula mediante la ecuación 2.73.

$$\varphi_y = \min \left\{ \frac{f_y}{E_s} \cdot \frac{1}{d - x_y}, \frac{\varepsilon_{c,y}}{x_y} \approx \frac{1.8f_c}{E_c k_y d} \right\} \quad 2.72$$

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{k_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - k_y)\rho + (k_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \right\} \quad 2.73$$

donde:

- φ_y curvatura elástica efectiva,
 E_s módulo de elasticidad del acero,
 d canto útil de la sección,
 x_y profundidad de la fibra neutra,
 $\varepsilon_{c,y}$ deformación elástica del hormigón $\varepsilon_{c,y} = 0.9 \varepsilon_{co}$,
 k_y relación (x_y/d),
 b ancho de la sección transversal,
 f_y límite elástico del acero,
 δ' relación d'/d ,
 ρ cuantía de armadura en tracción (para la sección b_d),
 ρ' cuantía de armadura en compresión (para la sección b_d),
 ρ_v cuantía de la armadura diagonal (para toda la sección b_d),
 d' recubrimiento mecánico de la armadura comprimida.

Respecto a la curvatura última, los autores proponen un procedimiento analítico en base al modo de fallo de la sección; si se produce por rotura de la armadura en tracción, o si el fallo se presenta en la zona de compresión (Ec. 2.74 y Ec. 2.75). Según los autores este fallo puede ocurrir con la sección completa, o solo con el núcleo confinado de hormigón; en ambos casos se hace uso de las expresiones mencionadas anteriormente.

| | |
|---------------------------------------|--|
| Fallo por rotura del acero | $\varphi_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - k_{su})d} \quad 2.74$ <p>donde: ε_{su} deformación última del acero; k_{su} relación entre la profundidad de la fibra neutra (x) y el canto útil de la sección (d), cuando el fallo ocurre por agotamiento del acero; d canto útil de la sección.</p> |
| Fallo en la zona de compresión | $\varphi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{k_{cu}d} \quad 2.75$ <p>donde: ε_{cu} deformación última del hormigón en compresión; k_{cu} relación entre la profundidad de la fibra neutra (x) y el canto útil de la sección (d), cuando el fallo ocurre en la zona en compresión.</p> |

Por otro lado, la deformación última del hormigón se calcula mediante la ecuación propuesta por Mander, vista anteriormente (Ec. 2.76) y respecto a la resistencia máxima del hormigón confinado, según como se muestra en la expresión 2.77.

$$\varepsilon_{su} = 0.004 + 1.4\varepsilon_{su} \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cc}} \quad 2.76$$

$$f_{cc} = f_c \left(1 + 3.7 \left(\frac{0.5\alpha\rho_s f_{yh}}{f_c} \right)^{0.87} \right) \quad 2.77$$

donde:

- ρ_s cuantía de armadura transversal,
- f_{yh} límite elástico del acero transversal,
- f_c resistencia del hormigón en compresión.

Del modelo propuesto se incluye un factor α , que amplifica la contribución respecto al confinamiento de la armadura transversal; este coeficiente propuesto por Sheikh y Uzumei (1982) [148], y adoptado más tarde por el CEB-FIP 2010 Código Modelo [76] y por el EC-8 (2004) [58], se calcula mediante la siguiente expresión, en secciones rectangulares:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) \quad 2.78$$

donde:

- s_h separación entre cercos,
- b_c ancho del núcleo confinado,
- h_c canto del núcleo confinado,
- b_i distancia entre sucesivas armaduras longitudinales atadas mediante ganchos.

Desplazamiento elástico

Se determina una expresión propuesta igual que el modelo de Lehman et al. (1998) [89], visto anteriormente (Ec. 2.79). La expresión consta de un primer término debido a la flexión del elemento (δ_{y-f}) (Ec. 2.80), de un segundo término referente al deslizamiento de la armadura en el extremo del apoyo (δ_{y-v}) (Ec. 2.81); de un tercer término respecto al cortante (δ_{y-s}) (Ec. 2.82).

$$\delta'_y = \delta_{y-f} + \delta_{y-v} + \delta_{y-s} \quad 2.79$$

$$\delta_{y-f} = \frac{\varphi_y L_s^2}{3} \quad 2.80$$

$$\delta_{y-s} = a_{sl} \frac{0.2\varepsilon_y d_b f_y L_s}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad 2.81$$

$$\delta_{y-v} = 0.00275 L_s \quad 2.82$$

donde:

- δ_{y-f} desplazamiento elástico debido a la flexión,
- δ_{y-v} desplazamiento elástico debido al cortante,

- δ_{y-s} desplazamiento elástico debido al deslizamiento de la armadura anclada en el apoyo,
- φ_y curvatura elástica calculada de acuerdo con Fardis et al. (2001) [112],
- L_s longitud del elemento de hormigón entre el punto de momento máximo y momento nulo,
- ε_y deformación correspondiente al límite elástico del acero,
- d_b diámetro de la armadura longitudinal,
- f_y límite elástico del acero,
- d canto útil de la sección,
- d' recubrimiento mecánico de la armadura comprimida,
- f_c resistencia del hormigón en compresión,
- a_{sl} coeficiente igual a 1 si se desliza la armadura longitudinal en la zona de anclaje en las secciones cercanas al apoyo, y 0 si esto no es posible.

Longitud de rótula plástica

Las siguientes expresiones son válidas para carga monotónica y para carga cíclica, los efectos de fisuración por cortante y el deslizamiento de la armadura por pérdida de adherencia han sido tenidos en cuenta. Cabe señalar que la expresión 2.83 es para carga monotónica y las expresiones 2.84, 2.85 y 2.86 son para carga cíclica.

$$L_{pl,mon,L_s} = 0.18L_s + 0.025a_{sl}d_b f_y \quad \mathbf{2.83}$$

$$L_{pl,cy,h} = 0.225h + \frac{1}{60}a_{sl}d_b f_y \quad \mathbf{2.84}$$

$$L_{pl,cy,L_s} = 0.08L_s + \frac{1}{60}a_{sl}d_b f_y \quad \mathbf{2.85}$$

$$L_{pl,cy,h} = 0.8h + 0.025a_{sl}d_b f_y \quad \mathbf{2.86}$$

donde:

- L_s longitud del elemento de hormigón entre el punto de momento máximo y momento nulo,

- a_{sl} coeficiente igual a 1 si se desliza la armadura longitudinal en la zona de anclaje en las secciones cercanas al apoyo, y 0 si esto no es posible,
- h canto de la sección,
- d_b diámetro de la armadura longitudinal,
- f_y límite elástico del acero.

Método analítico propuesto por Barrera (2012) [23]

Se propone un método simplificado basado en la rigidez elástica efectiva del elemento (EI_e) en la rigidez última del elemento (EI_u). Esto permite determinar la capacidad de deformación (δ_y , δ_u y μ_Δ), de elementos fabricados con hormigón convencional o de alta resistencia sujetos a flexo-compresión para carga monotónica.

Las expresiones que se han desarrollado, son válidas para el siguiente rango de aplicación:

- Axiles reducidos ($N/A_g f_c$) entre 0.1 y 0.6,
- Esbeltez de cortante (λ) entre 3.5 y 10.5,
- Resistencia del hormigón (f_c) entre 30 y 90 MPa,
- Cuantías de armadura longitudinal (ρ_l) entre 1% y 4%,
- Cuantías de armadura transversal (ρ_s) entre 1% y 4%.

Rigidez elástica efectiva de diseño (EI_e)

La autora tiene en cuenta que si se conoce la distribución y la cuantía volumétrica de la armadura, la rigidez elástica efectiva puede obtenerse a partir de la rigidez del hormigón ($E_c I_c$) y de la rigidez del acero ($E_s I_s$), (Ec. 2.87). De lo contrario, la rigidez elástica efectiva puede obtenerse multiplicando la rigidez del hormigón por un factor de rigidez elástica efectiva de diseño (α_e^*), (Ec. 2.88).

$$EI_e = \alpha_e E_c I_c + E_s I_s \quad 2.87$$

$$EI_e = \alpha_e^* E_c I_c \quad 2.88$$

donde:

- α_e factor de rigidez elástica efectiva de comprobación,

- α_e^* factor de rigidez elástica efectiva de diseño,
- E_c módulo de elasticidad del hormigón ($E_c=22000(f_c/10)^{0.3}$),
- I_c inercia bruta de la sección,
- E_s módulo de elasticidad del acero ($E_s=200000$ MPa),
- I_s inercia de la armadura longitudinal.

El valor que corresponde con el factor de rigidez elástica efectiva de diseño se deduce de las siguientes condiciones:

Para valores de axil reducido aplicado $v \leq 0.6$, (Ec. 2.89)

$$\alpha_e^* = m_1 \cdot v + \alpha_p' \leq \alpha_{e,max}^* \quad \mathbf{2.89}$$

Para valores de axil reducido aplicado $v > 0.6$, (Ec. 2.90)

$$\alpha_e^* = \alpha_{e,max}^* - 0.5(v - 0.6) \quad \mathbf{2.90}$$

donde:

- α_e factor de rigidez elástica efectiva de comprobación,
- α_e^* factor de rigidez elástica efectiva de diseño,
- v axil reducido $v=N/(A_g \cdot f_c)$,
- N carga axial aplicada,
- A_g área de la sección transversal,
- f_c resistencia del hormigón a compresión.

Barrera (2012) [23], propone que la expresión m_1 que depende principalmente de la esbeltez de cortante del soporte (λ) y de la resistencia del hormigón (f_c):

$$m_1 = K_\lambda \cdot K_{f_c} \quad \mathbf{2.91}$$

donde:

$$K_{f_c} = 1 + \frac{0.4 - 0.03\lambda}{30} (f_c - 60)$$

$$\text{para } 3.5 \leq \lambda \leq 7.5 \quad K_\lambda = 1 + \frac{(\lambda - 3.5)}{3.75} \leq 1.4$$

$$\text{para } 7.5 \leq \lambda \leq 10.5 \quad K_\lambda = 1.4 + \frac{(\lambda - 7.5)}{15}$$

El coeficiente α'_p depende de la cuantía de armadura longitudinal (ρ_l) y se representa como, (Ec. 2.92):

$$\alpha'_p = 0.2 + \frac{(\rho_l - 0.02) \cdot 100}{15} \quad 2.92$$

El factor de rigidez elástica efectiva máxima $\alpha_{e,max}^*$ depende de la resistencia del hormigón para $\lambda \leq 5.0$ y depende de la esbeltez para $\lambda > 5.0$, (Ec. 2.93).

$$\alpha_{e,max}^* = 0.7 - \frac{(\lambda - 0.75)}{15} \leq 0.7 + \frac{(f_c - 60)}{850} \quad 2.93$$

Por otro lado, el valor que corresponde con el factor de rigidez elástica efectiva de comprobación se deduce de las siguientes condiciones:

Para valores de axil reducido aplicado $v \leq 0.5$, (Ec. 2.94)

$$\alpha_e = m_1 \cdot v \cdot K_p \leq \alpha_{e,max} \cdot K_p \quad 2.94$$

Para valores de axil reducido aplicado $v > 0.5$, (Ec. 2.95)

$$\alpha_e = (\alpha_{e,max} - 0.1(v - 0.5)) \cdot K_p \quad 2.95$$

donde:

v axil reducido $v = N / (A_g \cdot f_c)$,

N carga axial aplicada,

A_g área de la sección transversal,

f_c resistencia del hormigón a compresión.

Barrera (2012) [23], propone que la expresión m_1 que depende principalmente de la esbeltez de cortante del soporte (λ) y de la resistencia del hormigón (f_c):

$$m_1 = K_\lambda \cdot K_{f_c} \tag{2.96}$$

donde:

$$\alpha_{e,max} = 0.6 - \frac{(\lambda - 5)}{18} \leq 0.4 + \frac{(f_c - 30)}{300}; \quad K_{f_c} = 1 + \frac{0.44 - 0.026\lambda}{30} (f_c - 60);$$

$$K_p = 1 - 15(\rho_l - 0.02)$$

$$\text{para } 3.5 \leq \lambda \leq 7.5 \quad K_\lambda = 1.14 + 0.24(\lambda - 3.5) \leq 1.5$$

$$\text{para } 7.5 \leq \lambda \leq 10.5 \quad K_\lambda = 1.50 - 0.08(\lambda - 7.5)$$

donde:

λ esbeltez a cortante,

f_c resistencia a compresión del hormigón.

Rigidez última del soporte

Al igual que en la sección anterior, si se conoce la distribución y la cuantía volumétrica de la armadura, la rigidez última puede obtenerse a partir de la rigidez del hormigón ($E_c I_c$) y de la rigidez del acero ($E_s I_s$), (Ec. 2.97). De lo contrario, la rigidez última puede obtenerse multiplicando la rigidez del hormigón por un factor de rigidez elástica efectiva de diseño (α_e^*), (Ec. 2.98), para el caso de que no se conozca la cuantía y distribución de armado.

$$EI_u = \alpha_u E_c I_c + E_s I_s \tag{2.97}$$

$$EI_u = \alpha_u^* E_c I_c \tag{2.98}$$

Donde α_u^* es el parámetro propuesto por Barrera (2012) [23] (Ec. 2.99), que depende de tres parámetros: axil reducido, esbeltez de cortante ($\lambda=L_s/h$) y resistencia del hormigón en compresión (f_c).

$$\alpha_u^* = K_1 \cdot K_{ps} \cdot \nu + K_2 \leq \alpha_{u,max}^* \tag{2.99}$$

donde:

$$K_1 = \left(\frac{\lambda}{22} + \frac{f_c}{150} \left(\frac{f_c + 55}{100} \right) + \frac{1}{250} \right); K_{ps} = \left(1 - \frac{10(\rho_s - 0.01)}{3} \right);$$

$$K_2 = \left(\frac{\lambda}{50} - 0.03 \right) + \frac{3}{2}(\rho_l - 0.02); \alpha_{u,max}^* = \frac{f_c}{175} + \frac{\lambda - 1}{22}$$

ρ_l cuantía de armadura longitudinal (A_s/A_g),

ρ_s cuantía de armadura volumétrica transversal ($A'_s/(b \cdot h \cdot s)$),

A_s área total de armadura longitudinal,

A'_s volumen de armadura transversal,

b ancho de la sección transversal,

h canto de la sección transversal,

A_g área de la sección transversal.

Para el cálculo de α_u , Barrera (2012) [23] propone las siguientes expresiones:

$$\alpha_u = K_1 \cdot K_{ps} \nu + K_2 \leq \alpha_{u,max} \quad \mathbf{2.100}$$

donde:

$$K_1 = \frac{\lambda_c}{85} + \frac{\lambda \cdot f_c}{1050} - 0.15; K_2 = \frac{\lambda}{60} - 7\rho_l - 0.08;$$

$$K_{ps} = 1 - \frac{10(\rho_s - 0.01)}{3}; \alpha_{u,max} = \frac{f_c}{170} + \frac{\lambda}{20} - 7\rho_l - 0.15$$

donde:

λ esbeltez a cortante,

f_c resistencia a compresión del hormigón.

2.4.1.1. Normativa

Eurocódigo 8 – Parte 2 (2004) [58]

El código de diseño en la sección E.3, propone para el cálculo de la deriva total (θ_u), una expresión en función de la deriva elástica (θ_y) y de la deriva plástica (θ_{pu}) (Ec. 2.105); se basa en el diagrama de momento-curvatura ($M-\varphi$) y de la longitud de la rótula plástica (L_p) (Ec. 2.102).

Para una variación lineal del momento flector, la deriva elástica se calcula como lo indica la expresión (Ec. 2.103).

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pu} \quad 2.101$$

$$\theta_{pu} = (\varphi_u - \varphi_{ly})L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad 2.102$$

$$\theta_y = \frac{\varphi_{ly}L}{3} \quad 2.103$$

donde:

φ_{ly} curvatura elástica ideal,

φ_u curvatura última,

L distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo.

La curvatura elástica ideal (φ_{ly}) y la curvatura última (φ_u), se obtienen mediante un diagrama idealizado, constituido por una rama elástica y una rama inelástica inclinada (Figura 2.16). La rama elástica empieza en el origen, intersecta con la curva envolvente real (momento - curvatura) en el punto de plastificación que identifica cuando la armadura alcanza el límite elástico. Con este punto, se define la curvatura elástica ideal (φ_{ly}). La curvatura última (φ_u), en la curva envolvente real corresponderá con la situación de rotura convencional.

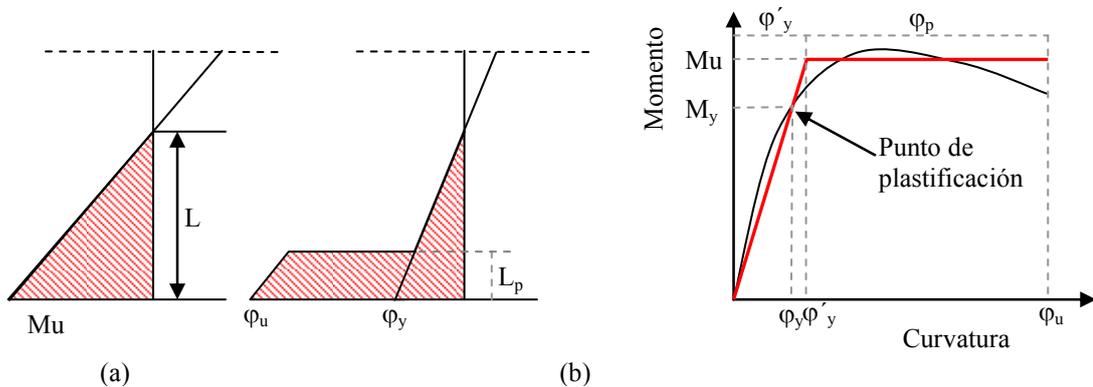


Figura 2.16 (a) A nivel sección como se produce la Rótula plástica, (b) Curva envolvente e idealizada de la curvatura elástica $M-\varphi$

La curvatura última (φ_u) (Ec. 2.104), se define para cuando uno de los dos materiales (acero/hormigón) o los dos, han alcanzado los valores de deformación última. Cabe resaltar, que cuando la deformación en la fibra más comprimida de la sección completa, es mayor o igual que la deformación última del hormigón no confinado (ε_{cu1}), se tendrá en cuenta sólo la sección del núcleo confinado. Por lo tanto, el estado ultimo está dado por la condición $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,c}$ y el canto útil es el de la sección confinada ($d = d_c$).

Con respecto a la longitud de rótula plástica (L_p), el código lo define como se muestra en la expresión 2.105.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad 2.104$$

$$L_p = 0.115L + 0.0085f_{yk}d_s \quad 2.105$$

donde:

- ε_s deformación de la armadura en tracción para el estado último,
- ε_c deformación del hormigón para el estado último,
- ε_{cu1} deformación de compresión del hormigón no confinado, según EC-2 (2004) [57],
- $\varepsilon_{cu,c}$ deformación de compresión del hormigón confinado, según EC-2 (2004) [57],
- ε_{su} deformación del acero en tensión máxima,
- d canto útil de la sección,
- L distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo,
- f_{yk} límite elástico del acero de la armadura longitudinal,
- d_s diámetro de la armadura longitudinal.

La expresión para el calculo de la rotación plástica es válida para valores cuya esbeltez de cortante es $\lambda_s = L/d \geq 3$, para valores de $1 \leq \lambda_s < 3$, la deriva plástica debe multiplicarse por un factor de reducción $\lambda(\alpha_s)$ (Ec. 2.106).

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{d_s}{3}} \quad 2.106$$

Eurocódigo 8 – Parte 3 (2004) [58]

La norma europea evalúa la capacidad de deformación mediante la deriva última y estudia la estructura mediante tres tipos de estados límites (LS): cerca del colapso (NC), daño significativo (SD), y daño limitado (DL). Estos estados se describen de la siguiente manera:

- Estado límite cerca del colapso (NC): La estructura está altamente dañada, con baja resistencia residual lateral y baja rigidez, aunque los elementos verticales son todavía capaces de aguantar cargas verticales. La mayoría de los elementos verticales han colapsado. Hay presencia de grandes derivas permanentes. La estructura está cerca del colapso y probablemente no resistiría otros sismos, incluso de moderada intensidad.
- Estado límite de daño significativo (SD): La estructura está significativamente dañada, con alguna resistencia y rigidez residual lateral, y los elementos verticales son capaces de aguantar cargas verticales. Los componentes no estructurales están dañados, aunque las particiones no han fallado. Hay presencia de derivas permanentes moderadas. La estructura puede aguantar réplicas sísmicas de moderada intensidad. Es posible que no sea económicamente factible reparar la estructura.
- Estado límite de daño limitado (DL): La estructura está ligeramente dañada. Se ha evitado una significativa plastificación de los elementos estructurales, manteniéndose sus propiedades de resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales, tales como muros de partición y divisiones, pueden mostrar cierta distribución de fisuras, pero la reparación del daño puede ser económicamente viable. La deriva permanente es despreciable. La estructura no necesita ninguna medida de reparación.

Evaluación de la capacidad de deriva última para el estado límite NC

El cálculo para evaluar éste comportamiento se determina de la siguiente manera:

$$\theta_{um} = \alpha_{st} \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{-0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(a \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad \mathbf{2.107}$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) \quad \mathbf{2.108}$$

donde:

- α_{st} coeficiente del tipo de acero igual a 0.625 para aceros trabajados en frío y 1.0 para los demás tipos de acero,
- γ_{el} coeficiente igual a 1.5 para elementos estructurales principales y 1.0 para elementos secundarios,
- v axil reducido N/bhf_c , N es la carga axial aplicada,
- b ancho de la sección transversal,
- h canto de la sección transversal,
- L_v distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo,
- ω cuantía mecánica en tracción,
- ω' cuantía mecánica de armadura en compresión,
- f_c resistencia del hormigón en compresión,
- ρ_{sx} cuantía de acero transversal,
- s_h separación entre cercos,
- f_{yw} límite elástico del acero transversal,
- ρ_d cuantía de acero de refuerzo diagonal en cada una de las direcciones diagonales,
- α factor de efectividad del confinamiento,
- b_0, h_0 ancho y canto del núcleo confinado de la sección,
- b_i distancia entre barras lateralmente atadas con cercos o ganchos.

Por otro lado, la deriva plástica según la normativa europea puede calcularse como:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \alpha_s \frac{1}{\gamma_{el}} 0.0145 \cdot (0.25^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.3} (f_c)^{0.2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.275^{100 \rho_d})$$

2.109

donde:

- α_{st} coeficiente del tipo de acero igual a 0.5 para aceros trabajados en frío y 1.0 para los demás tipos de acero,
- γ_{el} coeficiente igual a 1.8 para elementos estructurales principales y 1.0 para elementos secundarios,

θ_y deriva elástica calculada según Ec. 2.124 y Ec. 2.125.

Cabe señalar que en elementos sin detalles sismorresistentes, la normativa establece que los valores según la ecuación 2.107 y 2.108, deben ser multiplicados por 0.825.

Evaluación de la capacidad de deriva última para el estado límite NC

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_v} \right) \right) \quad 2.110$$

donde:

θ_y deriva elástica evaluada con la Ec. 2.107 o Ec. 2.108,

φ_u curvatura última de la sección cercana al apoyo,

φ_y curvatura elástica de la sección cercana al apoyo.

Por otro lado, la longitud de rótula plástica (L_{pl}) depende del cálculo de la curvatura última de la sección, del aumento de la resistencia y de la capacidad de deformación del hormigón debido al confinamiento. Es por eso que la normativa establece dos alternativas, para evaluarla como se indica a continuación:

Alternativa 1

Se define la deformación última de la armadura longitudinal ε_{su} , como:

- El mínimo valor correspondiente a la tensión máxima en aceros clase A o B. (EC-2 (2004) [57]).
- 6% para el acero clase C

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad 2.111$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad 2.112$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(f_{ck,c} / f_{ck} \right)^2 \quad 2.113$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2\sigma_2/f_{ck}$$

2.114

donde:

- f_{yw} límite elástico del acero transversal,
- α factor de efectividad del confinamiento,
- $f_{ck,c}$ resistencia característica del hormigón confinado en compresión,
- f_{ck} resistencia característica del hormigón en compresión,
- $\varepsilon_{c2,c}$ deformación ultima del hormigón confinado,
- ε_{c2} deformación del hormigón cuando se alcanza la tensión máxima de compresión, Modelo parábola-rectángulo EC-2 (2004) [57],
- ε_{cu2} deformación ultima del hormigón, Modelo parábola-rectángulo EC-2 (2004) [57],
- ρ_{sx} cuantía de acero transversal paralela a la dirección de carga,
- A_{sx} área de armadura transversal paralela a la dirección de carga,
- s_h separación entre cercos,
- b_w ancho del núcleo confinado.

Por otro lado, para elementos con detalles sismorresistentes y sin solapes de las barras longitudinales cerca de la zona de producirse una posible rotula plástica; la L_{pI} puede calcularse como indica la siguiente expresión:

$$L_{pI} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}}$$

2.115

donde:

- L_v distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo,
- h canto de la sección transversal,
- d_{bl} diámetro medio de la armadura en tracción,
- f_y límite del acero,
- f_c resistencia del hormigón en compresión.

Alternativa 2

Se define la deformación última de la armadura longitudinal ε_{su} , como en la alternativa 1; y se utiliza un modelo de confinamiento más adecuado del EC-2 (2004) [57]; sección 3.1.9 (2004). Es decir, para el cálculo de la resistencia del hormigón confinado, se hace uso de la ecuación 2.116; la deformación en tensión máxima del hormigón confinado como lo expresa la ecuación 2.117; y para la deformación última en el extremo de la fibra más comprimida se evalúa según la ecuación 2.118.

$$f_{cc} = f_c \left(1 + 3.7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right) \quad 2.116$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right) \quad 2.117$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_{cc}} \quad 2.118$$

donde:

- α factor de efectividad del confinamiento, definido en la primera alternativa,
- ρ_{sx} cuantía de acero transversal paralela a la dirección x de carga $A_{sx}/(b_w s_h)$,
- f_{yw} límite elástico del acero transversal,
- f_{cc} resistencia del hormigón confinado en compresión.

De igual forma que en la alternativa 1, se muestra la expresión 2.119; y establece que para elementos con detalles sismorresistentes y sin solapes de las barras longitudinales cerca de la zona de producirse una posible rotula plástica; la L_{p1} puede calcularse como lo indica la siguiente expresión:

$$L_{p1} = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad 2.119$$

donde:

- L_v distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo,

- h canto de la sección transversal,
 d_{bl} diámetro medio de la armadura en tracción,
 f_y límite del acero,
 f_c resistencia del hormigón en compresión.

Cabe destacar, que el modelo de confinamiento del EC-2 (2004) [57], el cálculo de la curvatura última de la sección (φ_u) y el valor de la longitud de plastificación (L_{pl}), como se muestra en la ecuación 2.115; es usado en la ecuación 2.110, entonces el factor γ_{el} es igual a 2 para elementos sismorresistentes principales y 1.0 para elementos sismorresistentes secundarios. Si por el contrario se utiliza el modelo dado por las ecuaciones 2.116 y 2.117, junto con la expresión 2.119, entonces el valor del factor γ_{el} es igual a 1.7 para elementos sismorresistentes principales y 1.0 para elementos sismorresistentes secundarios.

Evaluación de la capacidad de deriva última para el estado límite SD

Para este estado de capacidad límite, la deriva puede calcularse como el 75% de la deriva última; evaluada para un nivel de daño cercano al colapso (NC), es decir, aplicando cualquiera de los dos métodos anteriormente visto.

Evaluación de la capacidad de deriva última para el estado límite DL

Respecto a la capacidad de este estado límite, se tiene que verificar la deformación para el momento elástico de flexión (M_y); de modo que se requiere evaluar la deriva elástica (θ_y), y ésta puede ser calculada a partir de las dos alternativas como se muestra a continuación:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad 2.120$$

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad 2.121$$

donde:

- φ_y curvatura elástica de sección,

| | |
|-----------------|---|
| a_{vz} | cambio del diagrama de momentos debido a las fisuras inclinadas (EC-2 (2004) [57] sección 9.2.1.3), |
| z | brazo mecánico de la sección, |
| L_v | distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo, |
| a_v | es igual a 1.0 si se espera que la fisuración de cortante preceda a la flexión elástica en la sección. Cuando el momento elástico de la sección exceda L_v veces la resistencia de cortante del elemento, sin considerar la armadura de cortante $V_{R,c}$. (Es decir si $M_y < L_v V_{R,c}$) $a_v=0$, |
| $V_{R,c}$ | resistencia a cortante sin considerar la armadura, calculada conforme al EC-2 (2004) [57] (sección 6.2.2), |
| f_y | limite elástico del acero, |
| f_c | resistencia del hormigón en compresión, |
| ε_y | deformación elástica del acero, |
| d | canto útil de la sección, |
| d' | recubrimiento mecánico de la armadura en compresión, |
| d_{bl} | diámetro medio de la armadura de tracción. |

2.4.2. Cuantía de armadura transversal requerida

2.4.2.1. Según métodos propuestos encontrados en la literatura

Actualmente, muchos estudios se han realizado para evaluar el efecto de la armadura transversal y la influencia en la capacidad de resistencia y de deformación en soportes de hormigón armado. Por otro lado, es muy importante conocer las aportaciones que se han realizado en estudios sometidos a carga cíclica, para evaluar el efecto de la armadura transversal.

A continuación se muestra como un ejemplo de las investigaciones experimentales más importantes:

Park, Priestley y Gill (1982) [121]

El estudio consta de la fabricación de 4 columnas cuadradas con dimensiones de 550 mm y una longitud de 3300 mm (Figura 2.17). Todos los elementos se caracterizan por ser de hormigón convencional, todos poseen la misma cuantía de armadura longitudinal, pero varía la cuantía de armadura transversal. Cabe señalar que los

soportes fueron sometidos a distintos niveles de axil reducido, cuyos valores están entre 0.21 y 0.6.

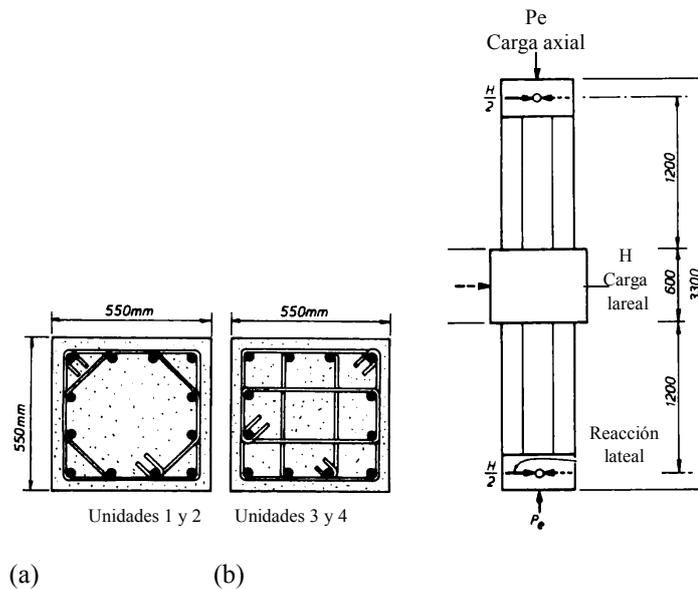


Figura 2.17 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Sección transversal, (b) Detalles del elemento, Park, Priestley y Gill (1982) [121].

El objetivo del programa experimental, fue el estudio de la variación respecto a la disposición de la armadura transversal; cuyo diseño se adoptó en base al Código de Nueva Zelanda (NZS 310:2006 [44]). Las columnas mostraron una ductilidad en desplazamiento de 6 y ductilidad en curvatura de 20.

Basándose en la sección analizada, los autores concluyen que en el modelo teórico propuesto por Sheik y Uzumeri (1982) [148], que es una modificación del modelo de Kent y Park (1971) [79], para ciclos de momento curvatura; la probeta era capaz de obtener una resistencia a la flexión con bastante precisión. Además concluyen que debido al aumento del confinamiento en el elemento de rigidización intermedio “stub”, la ubicación de la sección con máxima curvatura se encontró desplazada de la sección de empotramiento de este.

Tanaka, Park y McNamee (1985) [155]

Se llevó a cabo un estudio experimental de 4 soportes de sección cuadrada de 400 mm de lado sometidas a flexión para carga axial y carga cíclica (Figura 2.18). El objetivo del estudio es evaluar la efectividad del anclaje intermedio de los estribos.

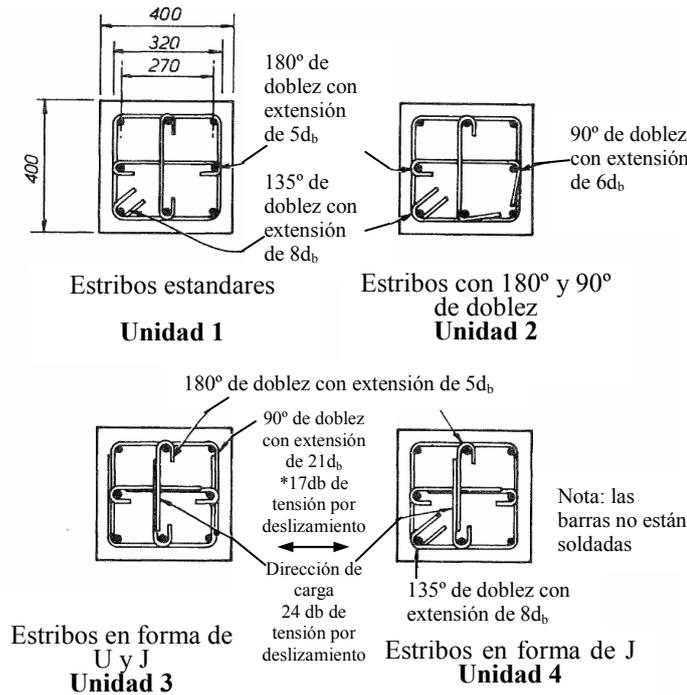


Figura 2.18 Detalle de la sección transversal utilizada en el programa experimental, Tanaka, Park y McNamee (1985) [155].

Se concluyó que todas las columnas respondieron razonablemente bien con altos niveles de ductilidad en desplazamiento y en curvatura, debido a los bajos niveles de carga axial aplicada. Por otra parte, la capacidad resultante del momento máximo calculado de acuerdo a la normativa americana ACI-318 (2011) [2], estuvo por encima de lo esperado entre un 11% y 15%.

Además, se concluyó que para un nivel de carga axial alta, utilizando estribos con un anclaje a 90°, el soporte mostró muy poca capacidad respondiendo con un modo de fallo muy frágil.

Soesinawati (1986) [153]

Se fabricaron 4 soportes con dimensiones cuadradas de 400 mm de lado y con una longitud de 3800 mm (Figura 2.19). Los soportes son similares a los fabricados por Park et al. (1982) [121].

El objetivo principal del estudio era evaluar la ductilidad cuando se tiene una disposición baja de refuerzo transversal. Los soportes fueron sometidos a una fuerza axial reducida entre 0.1 y 0.3; y alcanzaron ductilidades en desplazamiento de 4, 6, 8 y 8 respectivamente.

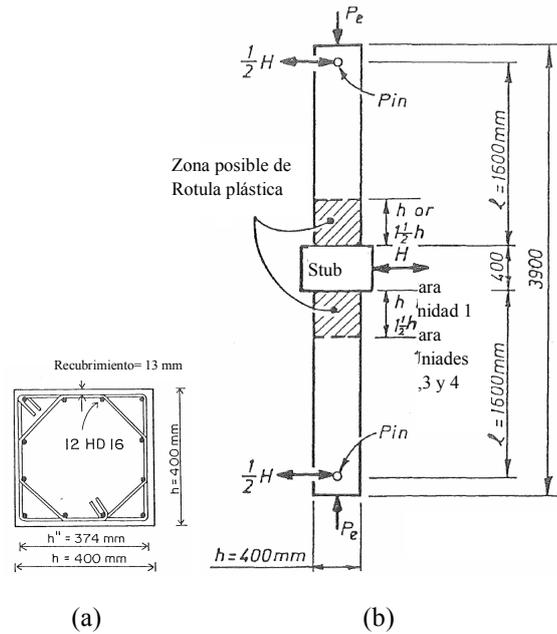


Figura 2.19 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Sección transversal, (b) Detalles del elemento, Soesinawati (1986) [153].

Por otro lado, estos autores proponen una modificación para el confinamiento; reduciendo el coeficiente de 0.12 por 0.08 (Ec. 2.124 y 2.125) considerando corregir la discrepancia en el Código NZS (3101:2006) [44], con respecto a la eficiencia del confinamiento entre el uso de estribos o espirales como refuerzo. A continuación se muestra la ecuación propuesta:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left[0.5 + 1.25 \left(\frac{P_e}{\Phi f'_c A_g} \right) \right] \quad 2.122$$

$$A_{sh} = 0.3h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0.5 + 1.25 \left(\frac{P_e}{\Phi f'_c A_g} \right) \right] \quad 2.123$$

Pero no menor que:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \left(\frac{P_e}{\Phi f'_c A_g} \right) \right] \quad 2.124$$

$$A_{sh} = 0.12h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \left(\frac{P_e}{\Phi f'_c A_g} \right) \right] \quad 2.125$$

donde:

A_g área de sección bruta,

- A_c área de sección del núcleo confinado medido de centro a centro de la barra del estribo,
- f'_c resistencia a compresión del hormigón,
- f_{yh} límite elástico de la armadura transversal,
- P_e carga axial aplicada,
- Φ factor de reducción,
- s espaciado de los estribos,
- h_c distancia vertical medida entre el borde exterior del estribo.

Johal et al. (1987) [78]

Los autores desarrollan un programa basándose en distintos tipos de refuerzo. Se fabricaron 10 columnas con sección cuadrada de 457 mm y una longitud de 3200 mm (Figura 2.20).

El nivel de carga axial, la cuantía y disposición de la armadura transversal, son algunos de los parámetros principales tomados en cuenta para éste estudio. Por otro lado, el porcentaje volumétrico del refuerzo transversal, tiene una variación entre 1.26% y 2.19%; y se fabricaron soportes con resistencia del hormigón a compresión de 41.4 MPa. El nivel de axil reducido aplicado estuvo entre 0.2 y 0.4.

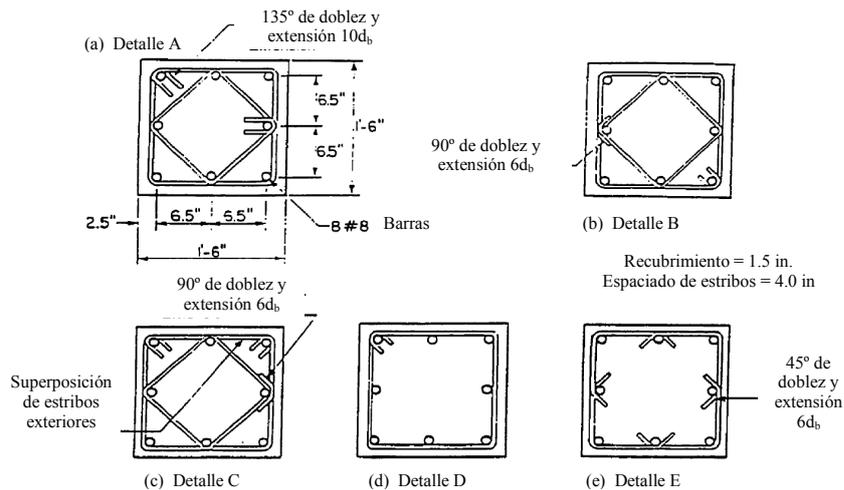


Figura 2.20 Detalle de la sección transversal utilizada en el programa experimental, Johal et al. (1987) [78].

Se concluye que la capacidad a flexión y la longitud de rótula plástica en las columnas, es mayor cuando se incrementa la carga axial; pero por otro lado, se evidencia una notable disminución en la ductilidad. El valor de ductilidad en desplazamiento más bajo registrado fue de 5, mientras que el más alto fue de 8.

Todos los soportes fallaron por pandeo de la armadura longitudinal en compresión y coincidió en algunos casos con la pérdida de anclaje de la armadura transversal.

También se observó que la longitud de anclaje en el estribo de $10d_b$ no es necesario para mejorar la ductilidad, ya que es suficiente si se tiene una longitud de anclaje de $6d_b$. Respecto a esto, se evidenció un soporte cuya disposición de estribo interno tenía un doblez de anclaje de 90° ; y mostró que el factor de la ductilidad no se redujo (Figura 2.20, (b)).

Li, Aoyama, Otani (1988) [94]

Se fabricaron 7 columnas de sección cuadrada con dimensiones de 200 mm de lado, con una longitud de 570 mm, de hormigón convencional y una separación de estribos de 50 mm. Los soportes fueron sometidos bajo carga lateral bi-direccional y variaciones de bajo nivel de carga axial.

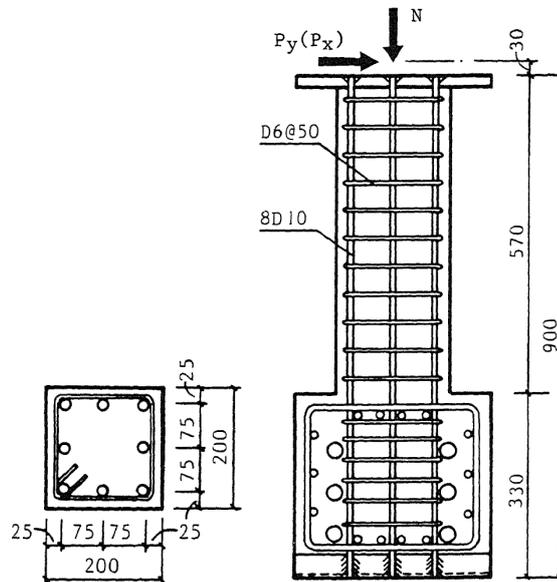


Figura 2.21 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Sección transversal, (b) Detalles del elemento, Li, Aoyama, Otani (1988) [94].

Se observó una importante disminución de la rigidez cuando los soportes fueron sometidos a carga lateral bi-direccional, comparado con los soportes cuya aplicación de carga fue uniaxial, para distintos niveles de carga axial. Según los autores, esto se debe a la variación de la carga axial, ya que las características de la histéresis no son

simétricas; sin embargo, las columnas muestran simetría en ambas direcciones. Por otro lado, los autores utilizan un modelo numérico (Multi-Spring Model, Figura 2.22) , desarrollado por Lai, Will y Otani (1984) [86], para predecir el comportamiento de estas columnas basándose en la zona del elemento y sección rígida del soporte, logrando ajustarlo adecuadamente.

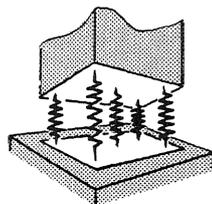


Figura 2.22 Representación numérica desarrollada por Lai, Will y Otani (1984) [86] y utilizada por Li, Aoyama, Otani (1988) [94].

Saatciogly y Ozcebe (1989) [140]

Se fabrican 14 soportes con diferentes cuantías de armadura transversal, todos de hormigón convencional. Fueron sometidos a carga axial constante, carga lateral unidireccional y bidireccional por incrementos. Se han estudiado variables como el nivel de carga axial, los estribos con un anclaje intermedio de 90° y 180°, el espaciado de los estribos y la ductilidad en desplazamientos (Figura 2.23).

Estos autores concluyen que la respuesta no lineal de la columna reforzada es muy significativa al considerar el diseño del refuerzo transversal. Además, observaron que si no se tiene el anclaje de los estribos, no se puede proporcionar el confinamiento necesario requerido en las regiones articuladas. Por otro lado los soportes aplicados con carga bi-direccional, mostraron una mayor degradación tanto en la capacidad resistente como de la rigidez en las dos direcciones.

Además, determinan que el efecto de la carga axial constante en la respuesta de la histéresis, reduce la ductilidad y aumenta la degradación de la rigidez. La columna sujeta a carga axial variable, proyecta distintas respuestas comparada con las columnas sometidas a carga axial constante. La fuerza axial produce disminución en el esfuerzo del límite elástico a flexión. Sin embargo, ésta disminución bajo carga cíclica se ve retrasada. Pero la fuerza axial en compresión, produce un incremento en el esfuerzo límite elástico a flexión, seguido de una rápida degradación en la capacidad resistente. Respecto a la ductilidad, observaron una mejora de la misma con la configuración de estribos establecida.

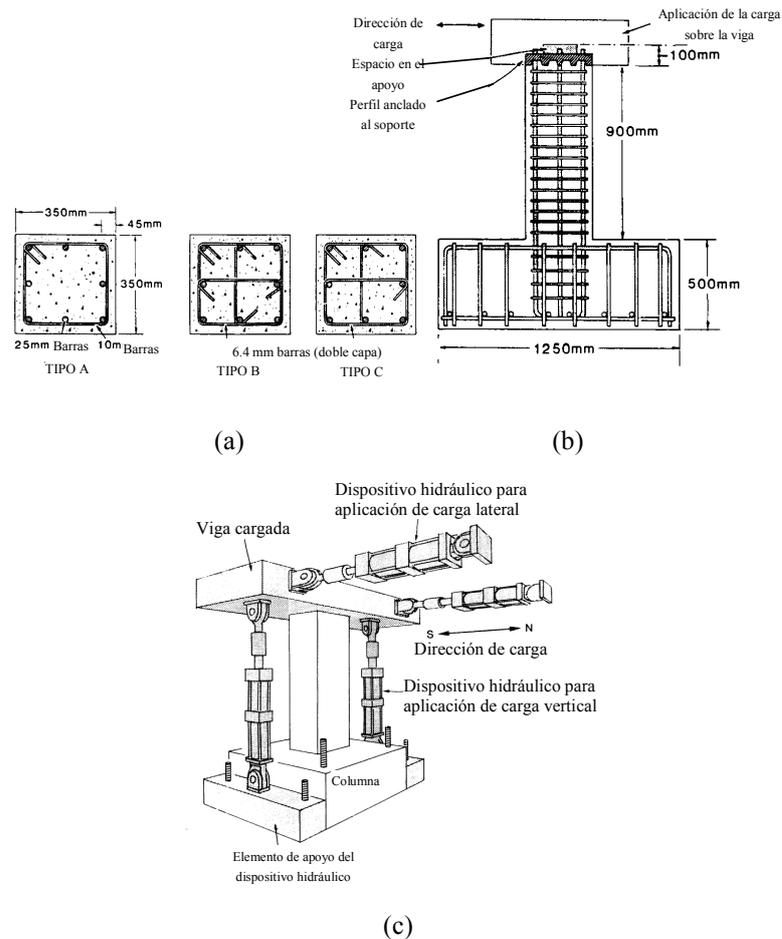


Figura 2.23 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Secciones transversales, (b) Detalles del elemento y (c) Modelo del ensayo experimental, Saatciogly y Ozcebe (1989) [140].

Zahn, Park y Priestley (1989) [178]

Realizaron un estudio teórico y experimental de esfuerzos a flexión y ductilidad en columnas cuadradas de hormigón reforzado.

Como objetivo se planteó, observar los efectos de la dirección de la carga aplicada y la influencia sobre los estribos de confinamiento.

Cuatro soportes fueron ensayados, y se observó que éstos tuvieron muy poca diferencia a la resistencia por flexión sobre la sección diagonal y el eje principal de la sección. Se obtuvo similar respuesta en cuanto a la ductilidad. Respecto a los estribos, los autores hacen énfasis en mantener el espaciado entre ellos, de seis veces el diámetro de la barra longitudinal. Ello con el fin de evitar el pandeo de las barras longitudinales y por lo tanto, mejorar el comportamiento general de las columnas.

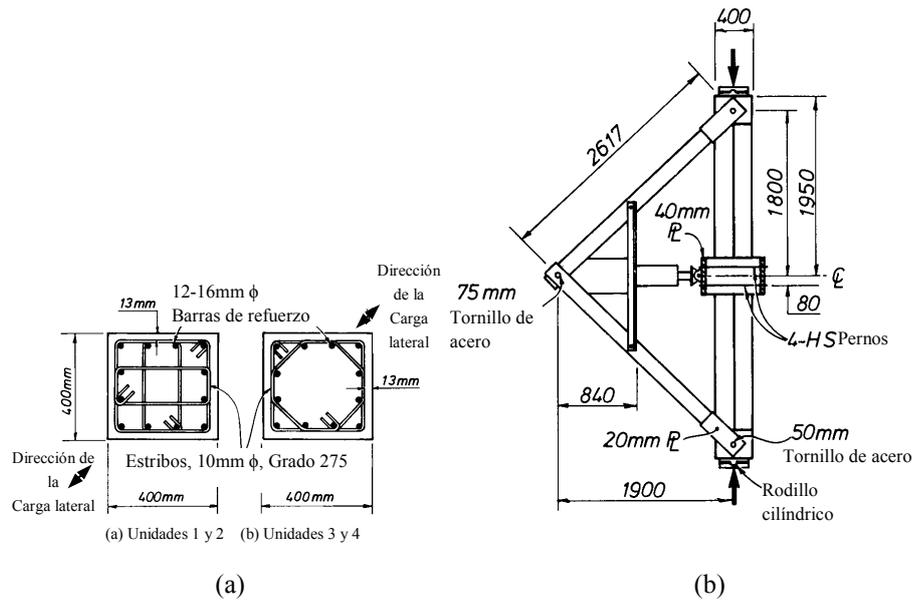


Figura 2.24 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Secciones transversales, (b) Detalles del elemento, Zahn, Park y Priestley (1989) [178]

Muguruma y Wanatabe (1990) [117]

El estudio planteado, tiene como objetivo principal, evaluar la ductilidad en columnas fabricadas con hormigón de alta resistencia. Se fabricaron un total de 8 soportes de sección cuadrada de 200 mm de lado con una longitud de soporte de 1500 mm. Se utilizó una cuantía volumétrica constante para la armadura transversal y la armadura longitudinal con valores de 1.6% y 3.81% respectivamente. La aplicación de la carga axial estuvo en el rango entre 25.4% y 62.9% de la capacidad. El espaciado de los estribos fue de 35 mm para cada uno.

Los autores concluyen, que se puede obtener una ductilidad muy alta cuando se utiliza el acero de refuerzo transversal con alto límite elástico (f_y) para hormigones de alta resistencia. Es decir un soporte que obtuvo 116 MPa de resistencia a compresión, con un f_y de 792 MPa y sometido a un esfuerzo de carga axial moderada (42.3% de la capacidad) mostró una ductilidad mayor que 8. También se informó que la eficiencia del refuerzo transversal que mejora la ductilidad, se reduce con un aumento de la resistencia del hormigón.

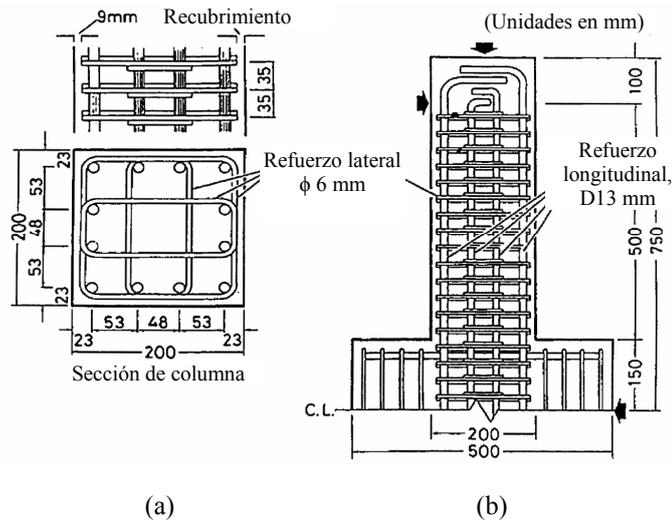


Figura 2.25 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Secciones transversales, (b) Detalles del elemento, Zahn, Park y Priestley (1989) [178].

Khoury y Sheikh (1991) [80]

Se desarrolló un programa experimental con 3 piezas prismáticas de hormigón de alta resistencia y 6 piezas no-prismáticas de hormigón convencional, para evaluar experimentalmente el confinamiento del hormigón reforzado para diferentes disposiciones de estribos. Las variables estudiadas fueron el nivel de carga axial, la cuantía del armado transversal y la resistencia a compresión del hormigón. Además, se estudió la zona rígida adyacente a la sección crítica "stub, con distintos confinamientos, según las consideraciones de diseño del código ACI-318 (2011) (regido en el año 1989) [2].

Todos los soportes fueron ensayados con altos niveles de carga axial y con grandes desplazamientos para los ciclos impuestos por incremento. Tres distintas configuraciones de refuerzo transversal fueron usadas para determinar la eficiencia de éstas (Figura 2.26).

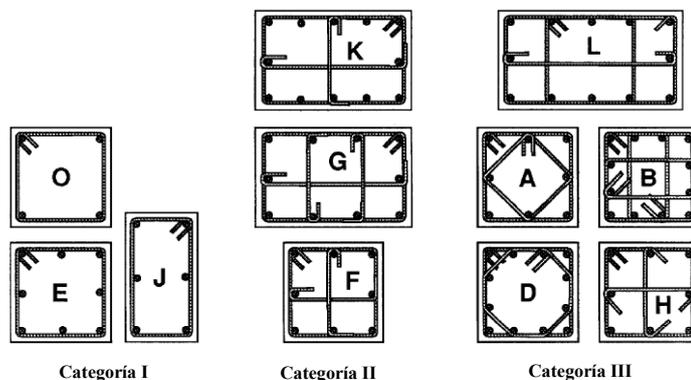


Figura 2.26 Categorías estudiadas para confinamiento, Khoury y Sheikh (1991) [80].

Se llegó a la conclusión, que el comportamiento del hormigón en la sección rígida y en todo el elemento mejora con el confinamiento. Por otro lado, el incremento de la cuantía de refuerzo transversal mejora significativamente la capacidad resistente y la ductilidad en las columnas. La influencia de la cuantía del refuerzo transversal en la sección de mayor capacidad de momento, no es significativa.

El incremento de la carga axial, reduce significativamente la ductilidad. Cuando la carga axial se incrementa entre $0.6f_cA_g$ y $0.77f_cA_g$; el factor de la ductilidad en curvatura se reduce al 45%.

Adicionalmente, se concluye, que el comportamiento a nivel sección para columnas de hormigón de alta resistencia, tuvo menos daños por el tipo de configuración de refuerzo; comparado con columnas de hormigones de baja resistencia.

Watson y Park (1994) [166]

Estos autores ensayaron 11 columnas de hormigón armado de sección cuadrada de 400 mm de lado y sección octogonal. Sin embargo, en este estudio únicamente se describen los ensayos para la sección cuadrada. Las características de los soportes fueron: hormigón de resistencia normal, cuantía de refuerzo transversal entre el 20% y el 15% según código ACI-318 (2011) (regido en el año 1989) [2], con un espaciado entre 52 mm y 96 mm; y con una cuantía de refuerzo longitudinal de 1.51%.

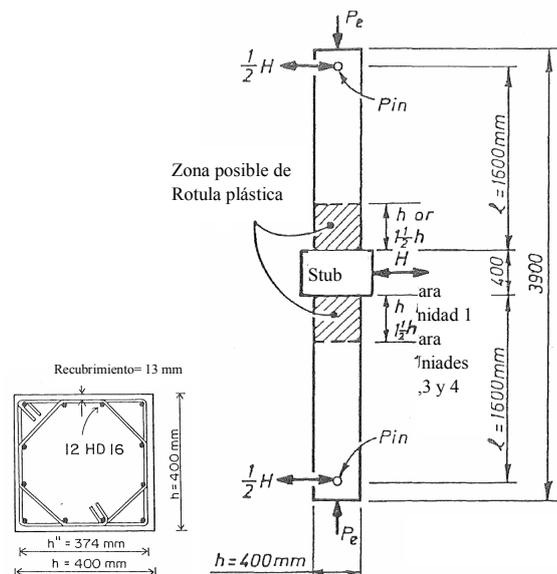


Figura 2.27 Detalle del elemento utilizado en la campaña experimental: (a) Sección transversal, (b) Detalle del elemento, Watson y Park (1994) [166].

Los autores concluyeron, que el salto de recubrimiento no se observó hasta alcanzar una deformación en la barra longitudinal de 0.0066 para el extremo de la fibra. Además observaron que las deformaciones en el hormigón producidas en los soportes en los ensayos que los obtenidos en los ensayos de control de la calidad del hormigón a compresión simple cuya deformación alcanzó el 0.003 y el 0.0035; valor que por lo general, se asume en el cálculo de la resistencia nominal a la flexión en secciones de hormigón armado.

Sheikh, Sha y Khoury (1994) [150]

Se fabricaron 4 columnas. Una prismática de dimensiones 305 x 305 x 2438 mm, tres no-prismática de 305 x 305 x 1473 mm y un soporte con un elemento rigidizador "stub" de 508 x 763 x 813 mm. Se alcanzó un promedio de resistencia a compresión del hormigón de 55 MPa.

Todos los soportes fueron ensayados para un nivel de axil reducido ($N / (b \cdot h \cdot f_c)$) entre 0.59 y 0.62; ya que el efecto del confinamiento se hace más significativo cuando el modo de fallo de las columnas está dominado por la fuerza de aplastamiento en el hormigón.

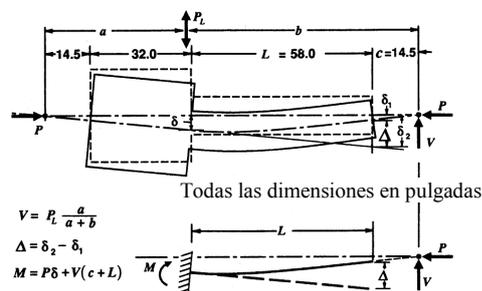


Figura 2.28 Comportamiento del soporte sometido para un nivel de carga, Sheikh, Sha y Khoury (1994) [150].

Los autores concluyeron, que el refuerzo lateral tiene un efecto muy significativo en la respuesta de los elementos. La mejora de la ductilidad y de la capacidad de absorción de energía en las columnas, es proporcional al aumento de la cuantía del refuerzo lateral.

Por otro lado, para el mismo porcentaje de refuerzo de confinamiento requerido por ACI-318 (2011) (regido en el año 1989) [2]; las columnas con resistencia a compresión de 30 MPa, muestran mejor ductilidad comparadas con las columnas de resistencia de 55 MPa, sometidas a niveles similares de carga axial. Sin embargo, para el mismo nivel

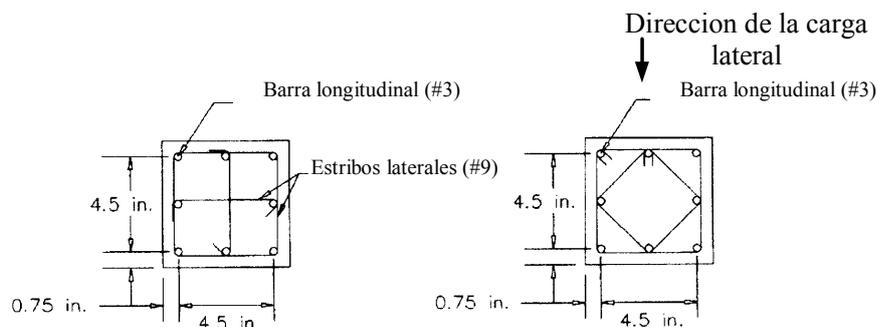
de carga axial, la columna de resistencia de 55MPa y de 30 MPa, se comportaron de manera similar en términos de la absorción de energía.

La cuantía del refuerzo transversal requerido en las columnas, es proporcional a la resistencia del hormigón. Esto se observó condicionando la medida de la carga axial en términos de P_0 en lugar de $N/(b \cdot h \cdot f_c)$.

El máximo momento en la sección crítica varía entre 120% y 150% de la capacidad teórica calculada, despreciando los efectos de refuerzo de confinamiento. En la zona del rigidizador los momentos aumentaron entre un 6%-7% respecto de la zona crítica de daño. Estos momentos no produjeron el fallo a rotura debido a la capacidad resistente del "stub".

Thomsen IV y Wallace (1994) [158]

En el estudio se fabricaron 12 soportes de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial constante y carga lateral cíclica. Como objetivo de la investigación se observó el comportamiento según el diseño requerido por los códigos de diseño para éstas columnas. La sección de las columnas cuadradas era de 152 x 152 mm. Además se utilizaron dos tipos de disposición de refuerzo transversal como se muestra en la Figura 2.30, cuyo espaciado varía entre 25 mm y 45 mm. La resistencia del hormigón varía entre 67 MPa y 102.8 MPa, y el rango de aplicación del nivel de axil reducido estuvo entre 0 y 0.2.



Todas las dimensiones son medidas de centro a centro de la barra longitudinal

Figura 2.29 Detalles del elemento sometido a cargas cíclicas: (a) Secciones transversales, Thomsen IV y Wallace (1994) [158].

Los autores concluyen, que en los soportes ensayados con nivel de carga axial $0.1f_cA_g$ o $0.2f_cA_g$, la capacidad resistente disminuye cuando la deriva se excede en 2%. Sin embargo, los soportes que no fueron sometidos a carga axial, cuya deriva fue mayor del 4%, no mostraron una degradación en su resistencia.

Basándose en las comparaciones respecto al confinamiento, determinaron que el confinamiento no influye con la configuración del anclaje del refuerzo transversal para una deriva menor del 2%. Por otro lado, respecto a las características mecánicas del acero, un alto límite elástico de acero, no influye significativamente en la ductilidad de columnas para derivas menores del 2%; sin embargo permite una mayor distancia entre los estribos, y esto no limita que se pueda producir pandeo de la armadura longitudinal.

En cuanto al hormigón de alta resistencia para altos niveles de carga axial; indica una capacidad insuficiente en la deformación. Es por eso que el autor hace énfasis en investigar el comportamiento de soportes de altas prestaciones, respecto a la disposición del armado transversal y el pandeo de la armadura longitudinal. Además de desarrollar modelos analíticos que predigan este comportamiento.

Azizinamini y Kuska (1994) [14]

Desarrollaron un programa experimental en columnas de sección cuadrada, cuya dimensión es de 305x305 mm. El objetivo principal del estudio fue evaluar la ductilidad en función de la resistencia a compresión del hormigón, la carga axial aplicada, la cuantía del refuerzo transversal y el espaciado de los estribos.

Los soportes se fabricaron con hormigones de resistencia normal y de alta resistencia; la cuantía del refuerzo longitudinal fue constante en todos los soportes (2.44%), la cuantía del armado transversal estaba entre 2.36% y 3.82%. Además, la carga axial aplicada estuvo en el rango entre $0.2P_0$ y $0.4P_0$.

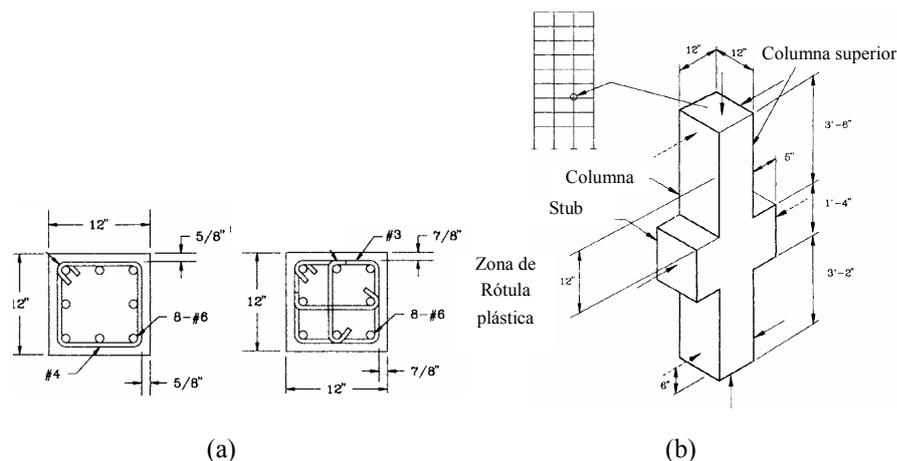


Figura 2.30 Detalle del elemento utilizado en la campaña experimental: (a) Sección transversal, (b) Detalle del elemento, Azizinamini y Kuska (1994) [14].

Basados en los resultados experimentales, los autores concluyeron que, las columnas de hormigón de alta resistencia con un nivel de carga axial del 20%, respecto

a la capacidad resistente a compresión, según el ACI-318 (2011) (regido en el año 1989) [2], mostraron resultados adecuados en cuanto a la ductilidad en desplazamiento y ductilidad en curvatura. Sin embargo, observaron que el incremento de la carga axial reduce el factor de la ductilidad.

Cuando la carga axial en las columnas se encuentra entre $0.2P_0$ y $0.4P_0$, la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir un 20%. Es por eso que los autores sugieren que el esfuerzo del límite elástico del refuerzo transversal, sea igual o inferior a 414 MPa. El fin de ello es limitar la separación de los estribos y por lo tanto evitar el pandeo de las barras longitudinales.

Para hormigones cuya resistencia se encuentra entre 69 MPa y 97 MPa; se aconseja que el esfuerzo máximo sea equivalente a un bloque de compresión rectangular, variando linealmente la ecuación de $0.85f_c$ a $0.6f_c$ (Figura 2.33).

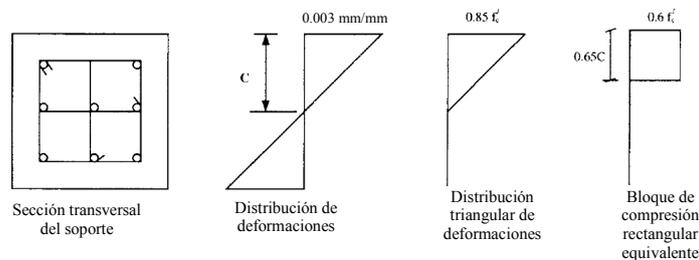


Figura 2.31 Comportamiento seccional a compresión, Azizinamini y Kuska (1994) [14].

Kuramoto, Kabeyasawa y Shen (1995) [85]

Estos autores fabricaron 4 columnas cuadradas de 250 mm de cada lado. La cuantía de refuerzo longitudinal utilizado fue de 2.44% para todos los soportes, los estribos están espaciados cada 40 mm para dos columnas y 60 mm para las otras dos. La resistencia a compresión del hormigón se encuentra entre 60.3 MPa y 65.4 MPa. La carga axial aplicada para tres soportes estuvo sujeta a cuatro niveles distintos durante el ensayo; dos de ellos la carga aplicada estuvo entre el rango $0.5P_0$ y $0.1P_0$; en el tercer soporte el rango fue entre $0.05P_0$ y $0.5P_0$. Al cuarto soporte se aplicó una carga axial constante durante todo el ensayo ($0.3P_0$).

Observaron, que las barras longitudinales intermedias son efectivas; porque controlan el comportamiento en la deformación axial por compresión, en columnas de hormigón armado sometidos a variaciones en la carga axial.

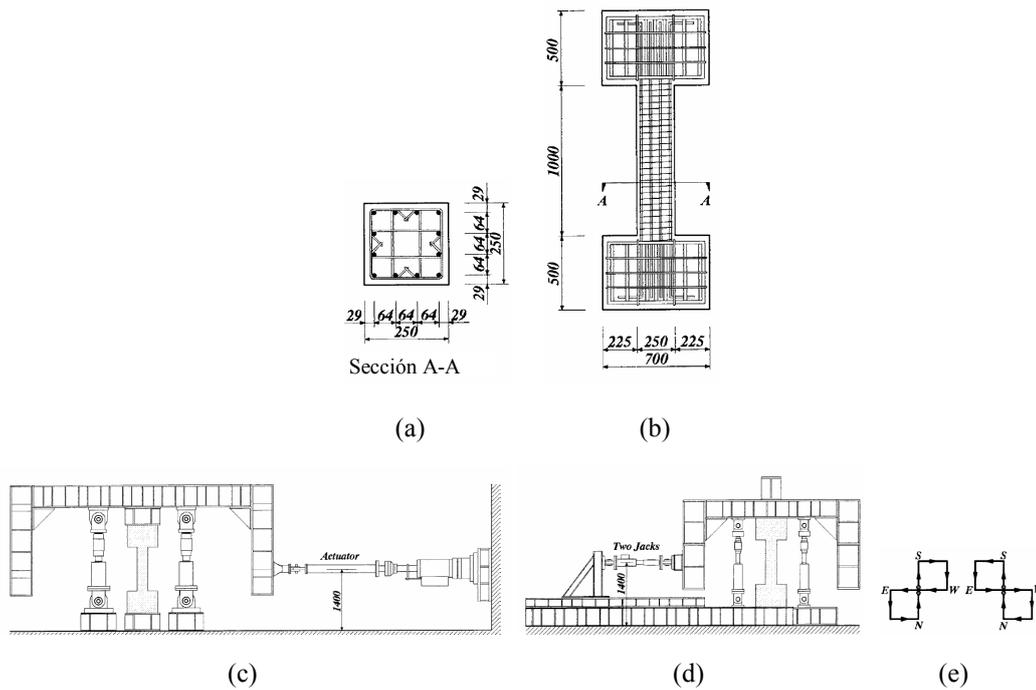


Figura 2.32 Detalle del elemento utilizado en la campaña experimental: (a) Sección transversal, (b) Detalle del elemento, (c, d y e) Aplicación de la carga, Kuramoto, Kabeyasawa y Shen (1995) [85].

Bayrak y Sheikh (1996, 1997) [28][29]

El estudio experimental consta de 8 columnas fabricadas con hormigón de alta resistencia, con variaciones de 72 MPa a 102 MPa. Para todas las columnas, se aplicó niveles de carga axial medios y altos, con grandes desplazamientos elásticos para los ciclos por incrementos. Estos resultados, fueron comparados con los valores obtenidos por Sheikh y Houry (1993) [151] y Sheikh et al. (1994) [150], para soportes similares pero, con resistencias del hormigón entre 30 MPa y 55 MPa. Tal y como puede observarse, el comportamiento del hormigón de alta resistencia es evaluado en este estudio y han sido comparados con hormigones convencionales.

En este estudio compararon los resultados respecto a los requerimientos que hace la normativa americana, (ACI-318 (2011) (regido en el año 1995) [2] y el Código de Nueva Zelanda (regido en el año 1995) [44]).

Por otra parte, la aplicación de la carga axial se determinó en un rango entre 0.36 y 0.5, la armadura longitudinal de todos los soportes es 2.58% y para la armadura transversal está entre 2% y 6% de la requerida por el ACI-318 (2011) (regido en el año 1995).

Los autores concluyeron que los soportes de hormigón de alta resistencia pueden comportarse de manera dúctil, cuando se someten a altos niveles de carga axial y con

una adecuada disposición de la armadura transversal. Por ejemplo, una columna que obtuvo 102 MPa de resistencia a compresión y de armadura transversal 6.74%, requerido por el código ACI-318 (2011) (regido en el año 1989) [2]; mostró un buen comportamiento dúctil, alcanzando una ductilidad en curvatura de 14.0 y una ductilidad en desplazamiento de 6.3.

El incremento de carga axial, reduce la capacidad de deformación y la ductilidad, además de reducir la capacidad resistente. Para compensar este efecto, se sugiere que el valor de la carga axial aplicado, sea incorporado como parámetro en las ecuaciones de diseño para determinar la cuantía de la armadura transversal.

Whebbe (1998) [168]

El objetivo principal del estudio fue evaluar la ductilidad y el comportamiento en columnas de puentes de sección rectangular con un confinamiento dado. Se fabricaron 4 soportes. La armadura a flexión se diseñó entre 46% y 60% del mínimo refuerzo requerido por la norma AASHTO (1992). El nivel de axil reducido aplicado, estuvo entre 0.1 y 0.25; la armadura longitudinal fue la misma para todos (2.2%) y la resistencia del hormigón constó de 27.6 MPa.

En base a los requisitos de la AASHTO (1992), para la armadura longitudinal; la región donde se puede producir la rótula plástica, la mínima cuantía está en 0.008. Esto previene según la norma, el pandeo de la armadura longitudinal, sugiriendo espaciados 6 veces del diámetro de la armadura longitudinal ($6d_b$).

El autor, hace referencia a la ecuación propuesta por el código ATC-32 (2006) [12], que calcula el refuerzo transversal, solamente para una ductilidad alta y en regiones altamente sísmicas. Además, modificó esta expresión para que pueda tenerse en cuenta la ductilidad, en un mayor rango. En la ecuación 2.130, incorpora la cuantía del armado longitudinal y el refuerzo transversal. Tiene en cuenta la degradación de las propiedades de cada material; la resistencia del hormigón, el acero de refuerzo y el acero longitudinal; además, condiciona la ecuación con la ductilidad en desplazamiento.

$$A_{sh} = 0.1\mu_{\Delta} \sqrt{\frac{f_{c,n}}{f'_{ce}}} \left[0.12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right) + 0.13s_t h_c \left(\rho_l \frac{f_y}{f_{s,n}} - 0.01 \right) \right] \quad 2.126$$

donde:

s_t separación de la armadura transversal,

- h_c distancia perpendicular al eje de flexión medida de centro a centro de la armadura transversal,
- A_g área de sección bruta,
- P carga axial,
- f'_{ce} resistencia del hormigón,
- f_{cn} usa valores de 27.6 para MPa y 4 para unidades de ksi,
- f_{ye} límite elástico del acero transversal,
- f_y límite elástico de la armadura longitudinal,
- $f_{s,n}$ usa valores de 414 para MPa y 60 para unidades de ksi,
- ρ_l cuantía del armado longitudinal,
- μ_Δ ductilidad en desplazamiento.

Mo y Hwang (2000) [114]

El programa experimental consta de la fabricación de columnas con distinta cuantía y disposición de armadura transversal. Se evaluó el efecto de la configuración del armado transversal para regiones sísmicas, se fabricaron 9 soportes de sección cuadrada de 400 mm x 400 mm y de hormigón convencional. Excepto la disposición de armadura, todos los demás parámetros se diseñaron, en base a la normativa americana ACI-318 (2011) (regido en el año 1995) [2]. La configuración de los estribos y la aplicación de la carga axial son dos parámetros tenidos en cuenta para el estudio.

La carga axial aplicada estuvo entre $0.1f_cA_g$ y $0.2f_cA_g$, y respecto a la separación de los estribos, estuvo entre 50mm y 55 mm.

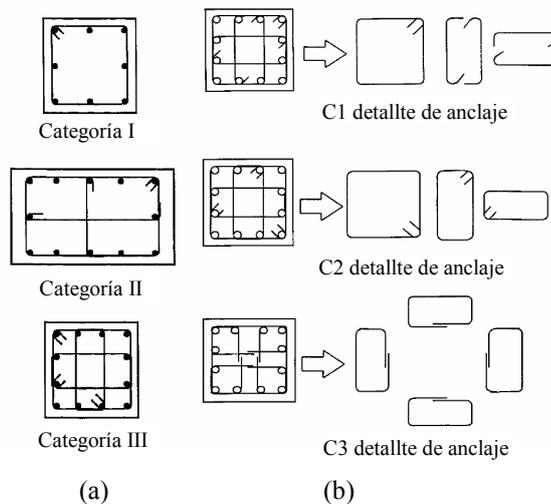


Figura 2.33 Detalle de la sección transversal analizada: (a) Categorías dependiendo del refuerzo, (b) Detalle del anclaje para la categoría III, Mo y Hwang (2000) [114].

Los resultados experimentales muestran, que la configuración propuesta de la armadura transversal ofrece alternativas para un mejor rendimiento sísmico, comparado con las configuraciones típicas normalmente utilizadas en la construcción.

Saatcioglu y Razvi (2002) [135]

Realizaron un estudio respecto a la presión lateral (Figura 2.34), cuando el elemento está confinado. En este caso, se determinó una expresión que modificaba la propuesta del código ACI-318 (2011) (regido en el año 1999) [2], para el diseño por confinamiento en función de un coeficiente que define la presión lateral interna k_2 .

$$\rho_c = 0.35 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{1}{\sqrt{k_2}} \frac{P_u}{\phi P_o} \quad 2.127$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\frac{b_c}{s} \frac{b_c}{s_l} \frac{1}{f_l}} \quad 2.128$$

$$f_l = \frac{\sum A_s f_{yh}}{s b_c} \quad 2.129$$

donde:

- f_c resistencia a compresión del hormigón,
- f_{yh} esfuerzo a fluencia del acero transversal,
- A_g área gruesa de la sección transversal,
- A_c área confinada de la sección transversal,
- P_{uc} carga axial máxima aplicada,
- k_2 factor que toma en cuenta la presión lateral por confinamiento,
- ϕ factor de reducción 0.9,
- P_o carga axial aplicada,
- b_c longitud que mide el lado confinado de centro a centro del estribo,
- s espaciado entre estribos,
- s_l espaciado entre las barras longitudinales en la sección transversal,
- f_l presión lateral por confinamiento.

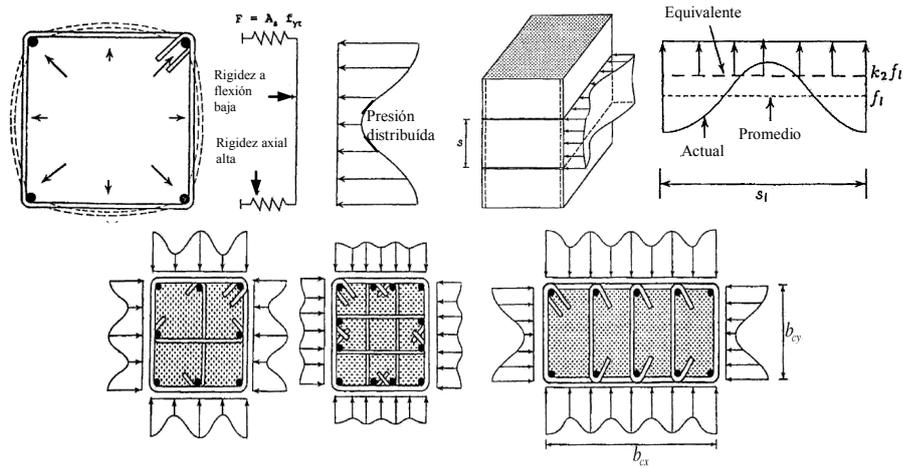


Figura 2.34 Presiones laterales producto del confinamiento, Saatcioglu y Razvi (2002) [135].

Saatcioglu y Razvi (2002) [135] realizaron una correlación directa entre la deriva y el efecto del confinamiento. Llegaron a la conclusión de que la esbeltez de una columna, teniendo en cuenta el efecto $P-\Delta$; no influye considerablemente en la deriva. Cabe señalar, que este estudio se realiza para esbelteces entre 2.5 y 5.0. Además concluyeron que la armadura longitudinal, aporta una pequeña diferencia en el comportamiento de la deriva.

Lam et al. (2003) [87]

Realizaron un estudio experimental del comportamiento de 9 soportes de sección cuadrada a escala 1:3. Los elementos fueron diseñados con muy poca cuantía de armadura transversal, de baja a media esbeltez por cortante y sometidos a altas cargas axiales. Se estudió el efecto de la configuración de anclaje de la armadura transversal a 90° y a 135° .

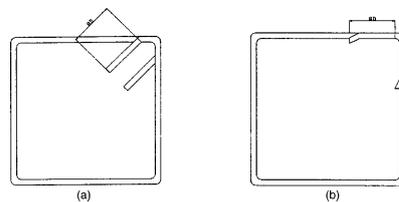


Figura 2.35 Detalle del cierre respecto a los estribos utilizados, Lam et al. (2003) [87].

A partir de resultados experimentales propios y de otros autores (Lam et al. (2003) [87]), propusieron una relación empírica de la deriva máxima en las columnas diseñadas de acuerdo con las disposiciones no sísmicas.

$$\alpha = (1 + m)(1 - \sqrt{n} \sqrt{\frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}}) \quad 2.130$$

$$\frac{\theta}{100} = 0.564 + 8.489\alpha - 7.804\alpha^2 \quad 2.131$$

donde:

- α parámetro adimensional,
- m esbeltez de la pieza por cortante,
- n carga axial aplicada,
- ρ_s cuantía de armado transversal,
- f_{yh} esfuerzo de límite elástico del armado,
- f_c resistencia a compresión del hormigón,
- θ deriva última.

El uso de los estribos con un anclaje a 90°, mostró una reducción sustancial de la capacidad de la deriva; aproximadamente del 40%.

La ecuación empírica es aplicable a columnas con una baja cuantía de refuerzo lateral ($\rho_s < 0.003$), con alto nivel de carga axial ($0.4 < n < 0.65$), de baja a media esbeltez por cortante ($1.5 < m < 3.0$), y con estribos de anclaje a 135°. Estos autores proponen una expresión para el cálculo de la ductilidad, utilizando estribos con anclajes a 90°, un factor de reducción R, que depende de la esbeltez de la pieza ($1.5 < m < 3.0$).

$$\mu_{90} = 1 + (\mu_{135} - 1) * R \quad 2.132$$

Si la esbeltez a cortante igual a 3.0, la ductilidad se reduce en un 35%; proponen un valor de R=0.65. En cambio, cuando la esbeltez es de 1.5, la reducción obtenida es de un 67% y el factor que estiman es R=0.33.

Li y Park (2004) [92]

Analizaron el comportamiento de soportes armados con hormigón de alta resistencia y comparan los resultados experimentales, con los requisitos que propone el

código de diseño ACI-318 (2011) (regido en el año 1999) [2] y la normativa neozelandesa NZS (3101:1995) [44], respecto a la armadura transversal de confinamiento en las regiones susceptibles de producirse una rótula plástica. Los rangos de los parámetros tenidos en cuenta eran, el nivel de carga axial, la resistencia a compresión del hormigón, la cuantía volumétrica y el límite elástico de la armadura transversal y la de armadura longitudinal. Por otro lado, el objetivo principal del estudio, fue proponer una ecuación que determine la cuantía de armadura transversal requerida, en función de la ductilidad en curvatura.

$$\frac{A_{sh}}{S_n h_c} = \left(\frac{A_g}{A_c} \cdot \frac{(\phi_u / \phi_y) - 30 \rho_l m + 22}{\lambda} \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot \frac{P_e}{\phi f'_c A_g} \right) - 0.006 \quad 2.133$$

donde:

A_g área gruesa de la sección transversal,

A_c área confinada de la sección transversal,

ϕ_u, ϕ_y curvatura última y curvatura en el punto de plasticidad respectivamente,

ρ_l cuantía del armado longitudinal,

m relación entre límite elástico de la armadura longitudinal y resistencia a compresión del hormigón, ($m = f_y / 0.85 f'_c$),

λ factor que depende de f_c : donde $\lambda = 117$ para $f_c < 70$ MPa y $\lambda = 0.05(f_c)^2 - 9.54f_c + 539.4$ para $f_c \geq 70$ MPa,

f_c resistencia a compresión del hormigón,

f_{yh} esfuerzo de fluencia del acero transversal,

P_e fuerza axial aplicada.

También es importante señalar, que los autores hacen referencia a Li, Park, y Tanaka (1994) [93]. La longitud requerida para el anclaje de los estribos es de $4d_b$ en esfuerzos de límite elástico y de $6d_b$ para esfuerzos de límite elástico ultra alta.

Bae et al. (2008) [16]

Estos autores analizan la longitud de rótula plástica, el efecto P- Δ relacionado con el desplazamiento lateral, la curvatura y la ductilidad en desplazamiento; en soportes fabricados con hormigón normal sometidos a carga cíclica. Se desarrolló un programa

experimental con 5 soportes caracterizadas por distinta cuantía de armadura longitudinal y transversal.

Concluyeron que el anclaje de 135° del refuerzo transversal, fue efectivo en la capacidad resistente y de deformación en los soportes. Por otro lado, observaron que los soportes con una mayor esbeltez (mayor de 5) alcanzaron una menor capacidad resistente debido al efecto P- Δ .

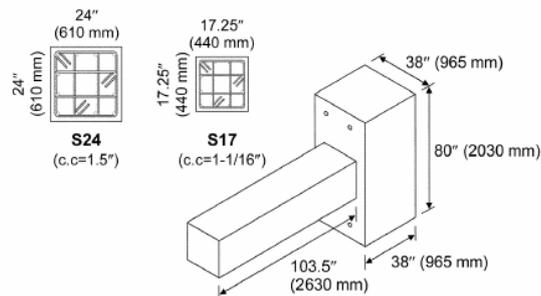


Figura 2.36 Detalle del elemento y de la sección transversal utilizado en la campaña experimental, Bae et al. (2008) [16]

Germano et al. (2013) [67]

Estos autores analizan el comportamiento a flexión, en soportes fabricados con hormigón normal sometidos a carga cíclica. Se desarrolló un programa experimental con 16 columnas caracterizadas por la adición de fibras metálicas con un porcentaje del 1%. Además utilizaron distinta cuantía de armadura transversal. Señalando, que la aplicación de la carga se ha hecho monoaxial y biaxial.

Concluyeron que los soportes, con la aplicación de la carga biaxial presentaron una menor ductilidad y menor resistencia a la flexión; comparado con la aplicación de la carga monoaxial. Además observaron que las fibras pueden contribuir a la mejora de la ductilidad, cuando la carga es monoaxial.

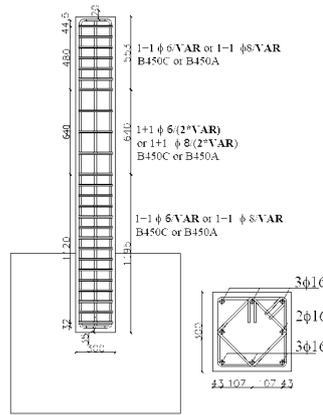


Figura 2.37 Detalle del elemento y de la sección transversal utilizado en la campaña experimental, Germano et al. (2013) [67].

2.4.2.2. Según las normativas

ACI-318 (2011) [2]

En el capítulo 21 en la sección 21.4.4, determina que para secciones rectangulares con estribos cerrados, el área de la armadura transversal tiene que ser mayor que la establecida en la expresión 2.134. El código en sus comentarios, especifica que para una demanda de carga axial y de deformación requerida durante un evento sísmico; no se conoce con suficiente exactitud la disposición necesaria de la armadura transversal. Es por ello que la ecuación propuesta, evita en cierta manera que cuando ocurra el salto de recubrimiento, no exista una significativa pérdida de la resistencia a la carga axial y lateral del soporte.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad 2.134$$

donde:

- A_g área bruta de la sección de la columna,
- A_{ch} área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal,
- f_c resistencia especificada a la compresión del hormigón,
- f_{yt} límite elástico de la armadura transversal,
- s separación medido centro a centro del transversal,

b_c dimensión transversal del núcleo de la columna medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh} .

El código hace énfasis en la configuración de estribos cerrados con ángulos internos, para garantizar un buen confinamiento.

NZS 3101:2006 [44]

En la década de los años 70, se realizaron estudios para proponer el análisis de momento-curvatura en columnas. Concluyeron que la carga axial aplicada en el soporte, influye significativamente en la ductilidad en curvaturas. Estas conclusiones fueron examinadas por Ang et al. (1981) [7] y Park et al. (1982) [121]. Basándose en estas investigaciones, la normativa sísmica de Nueva Zelanda, adoptó este criterio del ACI-318 (2011) [2], para el refuerzo por confinamiento desde 1982.

EC-8 (2004) [58]

El EC-8 (2004) [58], propone en la sección 5.4.3.2.2. una cuantía transversal en función del nivel de axil, la resistencia del hormigón y de la capacidad de deformación requerida. Para el cálculo de la cuantía transversal (Ec. 2.135); el factor de ductilidad lo calcula en base a las curvaturas (μ_ϕ), éste último parámetro se calcula en base al período de respuesta espectral y del período fundamental del edificio (Véase el apartado 5.2.3.4 de dicha norma).

$$\omega_{w,min} = \frac{1}{\alpha} \left(30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \right) \tag{2.135}$$

donde:

α factor del confinamiento efectivo, $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$.

Para sección rectangular:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \quad \alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0)$$

Para sección circular:

-Anclaje circular: $\alpha_n = 1 \quad \alpha_s = (1 - s/2D_0)^2$

-Anclaje en espiral: $\alpha_n = 1 \quad \alpha_s = (1 - s/2D_0)$

μ_ϕ coeficiente de ductilidad en curvaturas,

ν_d nivel de axil reducido $\left[0.10 \leq \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0.65 \right]$,

$\epsilon_{sy,d}$ deformación unitaria del acero en el límite elástico,

h_c canto útil de sección transversal,

h_0 canto útil del núcleo confinado (medido de centro a centro entre estribos),

b_c base de la sección transversal,

b_0 base del núcleo confinado (medido de centro a centro entre estribos),

b_i es la separación de los estribos.

EHE-08 [46]

El código propone una cuantía transversal en función del nivel de axil, de la resistencia del hormigón y de la ductilidad requerida. Hace énfasis para elementos que trabajan en compresión compuesta y lo condiciona limitando el valor de axil reducido a la expresión 2.136.

$$0.10 \leq \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0.65 \tag{2.136}$$

| Para disposiciones de ductilidad alta ($\mu=3$) | |
|---|---|
| $\omega_{w,\min} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{\nu_d f_{yd} b_c}{1333 b_0} - 0.035 \right)$ <p>donde:</p> $\nu_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$ <p>b_c Ancho de la sección transversal,</p> <p>b_0 Ancho del núcleo confinado (medido entre las líneas centrales de los cercos confinantes),</p> <p>α Factor de efectividad del confinamiento,</p> | <p style="text-align: right;">2.137</p> <p>-La sección mínima de la sección transversal será de 250 mm, -La cuantía máxima de armado longitudinal será de 4%, -La distancia entre armaduras longitudinales no será superior a 200 mm, -La expresión se utiliza para zonas donde posiblemente se produzcan rótulas plásticas, siendo la cantidad mínima a suministrar.</p> |

| Para disposiciones de ductilidad alta ($\mu=4$) | |
|---|--|
| $\omega_{w,\min} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_d f_{yd} b_c}{950 b_0} - 0.035 \right)$ <p>Las variables utilizadas se han definido anteriormente. La separación máxima de las armaduras transversales en las zonas críticas será el menor de los siguientes valores: $b_0/4$, 100 mm ó 6Φ de la menor armadura longitudinal.</p> | <p style="text-align: center;">2.138</p> <ul style="list-style-type: none"> -La sección mínima de la sección transversal será de 300 mm, -La cuantía máxima de armado longitudinal será de 4%, -El diámetro mínimo de la armadura transversal será $\Phi 8$, -La distancia entre armaduras longitudinales no será superior a 150 mm. |

Para evaluar el factor de efectividad del confinamiento (α), en su artículo 40.3.4; hay que tener en cuenta la separación de estribos, la resistencia del hormigón y la disposición de la armadura de confinamiento, donde $\alpha = \alpha_c \cdot \alpha_s \cdot \alpha_e$.

Factor que tiene en cuenta la resistencia del hormigón, α_c :

| α_c | Resistencia del hormigón |
|---------------------------------------|---------------------------------|
| $\alpha_c = 1.0$ | $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ |
| $\alpha_c = 1.2 - \frac{f_{ck}}{250}$ | $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ |

Factor que tiene en cuenta la influencia de la separación longitudinal entre estribos, α_s :

| α_s | Condiciones |
|--|--|
| $\alpha_s = \left(1 - \frac{s_t}{2b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_t}{2h_c} \right)$ <p>b_c y h_c es la base y la altura de la sección, s_t es la separación de los estribos.</p> | <p>Si el núcleo es rectangular</p> |
| $\alpha_s = \left(1 - \frac{s_t}{2D} \right)^2$ <p>D es el diámetro de la sección, s_t es la separación de los estribos o distancia entre espiras.</p> | <p>Si el núcleo confinado es de sección circular</p> |

Factor que tiene en cuenta la efectividad de la armadura transversal dispuesta, en el confinamiento de la sección, α_e :

| α_e | Condiciones |
|---|-----------------------------|
| $\alpha_e = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n s_{l,i}^2}{6 \cdot A_{cc}}$ <p>A_{cc} es el área del núcleo de hormigón confinado, s_l es la separación entre armaduras longitudinales.</p> | Si el núcleo es cuadrado |
| $\alpha_e = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (s_{b,i}^2 + s_{h,i}^2)}{6 \cdot b_c \cdot h_c}$ <p>s_b y s_h es la separación de cada lado de la sección, b_c y h_c es la base y la altura de la sección.</p> | Si el núcleo es rectangular |
| $\alpha_e = 1$ | Si el núcleo es circular |

2.4.3. Resistencia a cortante

Se han propuesto modelos, para evaluar la capacidad resistente a cortante, respecto a la degradación del soporte en el proceso de carga y descarga.

Biskinis et al. (2004) [34]

Es de esperarse que exista una degradación a la resistencia por cortante, cuando hay flexión del soporte y significativamente en la zona donde se produce la rótula plástica. Es por eso que el autor propone una ecuación (Ec. 2.139), en función de la degradación de la ductilidad en desplazamiento, la carga axial aplicada, la resistencia del hormigón y la cuantía de la armadura longitudinal.

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \left(1 - 0.02 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \left(1 + 1.35 \frac{N_{Ed}}{A_c f'_c} \right) (1 + 0.45 \cdot 100 \rho_{tot}) \sqrt{\min(f'_c, 40 b_w z \sin 2\theta)}$$

2.139

donde:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 ;$$

- $z = d - d'$ profundidad efectiva de la sección,
 b_w ancho de la sección transversal,
 θ ángulo entre la biela comprimida y el eje del soporte,
 ρ_{tot} cuantía total de armadura longitudinal,
 N_{Ed} axil aplicado en el soporte,
 A_c área bruta de la sección de hormigón,
 f_c resistencia a compresión del hormigón,
 μ_A ductilidad en desplazamientos.

Hyun-Ho Lee (2007) [75]

Analizaron el esfuerzo cortante en columnas sometidas a cargas cíclicas. Se fabricaron 8 soportes, cuyos parámetros a evaluar son la cuantía volumétrica de fibras metálicas (0%, 1.0%, 1.5% y 2.0%) para distintas cuantías de armadura transversal (0.26% y 0.21%).

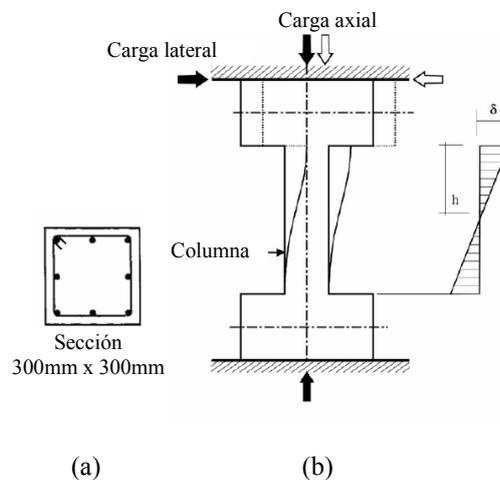


Figura 2.38 a) Detalle de la sección transversal utilizado en la campaña experimental, b) Esquema de la aplicación de la carga durante el ensayo, Germano et al. (2013).[67].

Los autores concluyeron, que la adición de fibras metálicas son más efectivas, en la capacidad resistente y de ductilidad que en la rigidez y la capacidad de disipar energía. Además, observaron que la resistencia a cortante, mejora significativamente cuando la adición de fibras metálicas es de 1.5%.

Shin et al. (2013) [152]

Propone un modelo que determine el esfuerzo cortante en soportes de hormigón armado, basándose en 13 soportes ensayados experimentalmente por otros autores.

$$V_{str} = V_c + V_s = (\alpha\beta\gamma)0.5\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} (A_e) + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad 2.140$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1 \quad 2.141$$

$$\alpha = 1.35 - 0.3 \frac{l}{h} \left(1.5 \leq \frac{l}{h} \leq 3 \right) \quad 2.142$$

$$\gamma = \frac{8 - \mu}{6} (2 \leq \mu \leq 5) \quad 2.143$$

donde:

- A_g área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal,
- A_e área efectiva del esfuerzo a cortante, se sugiere utilizar $0.8A_g$ en columnas sujetas a cargas cíclicas o A_g en columnas sujetas a carga monotónica,
- A_v área de la armadura transversal,
- f_{yt} límite elástico de la armadura transversal,
- d canto útil de la sección,
- μ ductilidad en desplazamiento,
- s separación medido centro a centro del transversal,
- ρ_l cuantía del armado longitudinal,
- h canto de la sección transversal,
- P carga axial aplicada.

EHE-08 [46]

En el Anejo 10 de la norma para especificaciones de diseño ante acciones sísmicas; la resistencia a cortante (Ec. 2.144), al igual que Biskinis et al. (2003) [34] igualmente, se ve disminuida en función del nivel de ductilidad que se le exige a la sección. Los valores o expresiones que se determinan para cada variable se referencia al código en el Capítulo X "Cálculos Relativos a los Estados Límites Últimos en el artículo 44.2.3.2.2".

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15k}{\gamma_c} \zeta (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.15\alpha_1 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d \quad 2.144$$

donde:

f_{cv} resistencia efectiva del hormigón a cortante N/mm², el cual $f_{cv}=f_{ck}$, con f_{cv} no mayor que 15 N/mm², ($f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2$),

k es la contribución del hormigón a la resistencia del alma a esfuerzo cortante y se determina mediante la siguiente tabla:

Tabla 2.8 Valores definidos para k , EHE-08 [46].

| | |
|---|-----|
| Estructuras de ductilidad baja o moderada | 0.8 |
| Estructuras de ductilidad alta | 0.5 |
| Estructuras de ductilidad muy alta | 0.2 |

EC-8 (2004) [58]

La norma, en el apartado 6.2, propone dos ecuaciones para la verificación del esfuerzo a cortante para un soporte sometidos a cargas sísmicas. La primera ecuación, corresponde con el esfuerzo de agotamiento por tracción del alma ($V_{Rd,s}$) y se fundamenta en la relación de la separación de estribos, respecto al área de refuerzo transversal (Ec. 2.145). En la segunda ecuación que corresponde con el esfuerzo de agotamiento por compresión de la biela comprimida de hormigón ($V_{Rd,max}$); tiene en cuenta las características geométricas de la sección. Además, se propone un valor que reduce la resistencia del hormigón por fisuración y otro coeficiente que considera el estado tensional en la sección comprimida (Ec. 2.146). Las condiciones para tomar en cuenta estas últimas variables se encuentran, en el apartado anteriormente mencionado.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} = f_{ywd} \cot \theta \quad 2.145$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad 2.146$$

donde:

A_{sw} área de la sección transversal de la armadura a cortante,

- s separación de estribos,
- f_{ywd} valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante,
- v_l coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante,
- α_{cw} coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

2.4.4. Pandeo de la armadura longitudinal

Experimentalmente, se ha demostrado que la deformación plástica del acero en compresión se suele dar en un rango entre 0.005 y 0.01 (Urmson y Mander (2012) [43]). Una vez ocurre el pandeo de la armadura longitudinal, la armadura transversal es menos efectiva respecto a la capacidad resistente de la carga axial y limita la deformación. Esto supone una insuficiencia en la capacidad del núcleo confinado. En consecuencia, el pandeo de la armadura longitudinal, conlleva a la disminución de la capacidad del momento en la sección crítica.

Según Urmson y Mander (2012) [43], el pandeo de la armadura longitudinal se puede restringir cuando los estribos proporcionan una rigidez suficiente y la separación entre los mismos condiciona que la barra longitudinal pandee.

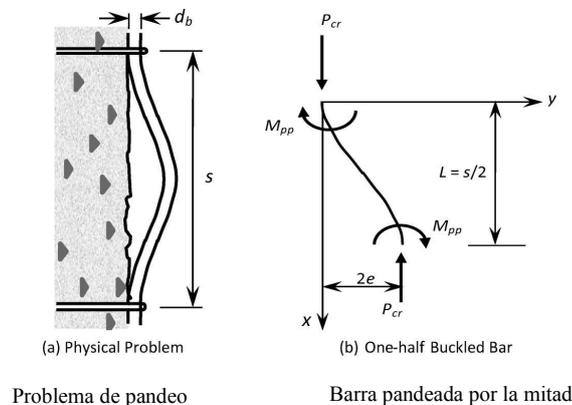


Figura 2.39 Detalle del pandeo longitudinal, Urmson y Mander (2012) [43].

Desde el siglo pasado, existen teorías que analizan el pandeo de la armadura (Euler (1759) [56], Engesser (1889) [54]). A partir del análisis de ensayos experimentales, dichos autores propusieron reducir el módulo tangente del acero.

Posteriormente, Shanley (1947) [146], analizó la propuesta de los primeros investigadores y explicó que la teoría de reducir el módulo tangente, sólo es aplicable cuando la barra longitudinal está en posición recta sin que pandee. Sin embargo, debido que la barra longitudinal de la columna no es inicialmente recta; ya que, se pueden tener

deformaciones iniciales, y por lo tanto, llegar antes a la carga de pandeo. La teoría de la reducción del módulo, se convierte en una solución de límite superior y según el autor, el módulo efectivo se encuentra entre el modulo tangente y el modulo reducido.

Por otro lado, se ha tratado de proponer modelos analíticos que describan el comportamiento del pandeo de la armadura longitudinal, sometida a esfuerzos de compresión; como en el caso de Bresler y Gilbert (1961) [35]. De los primeros modelos, Mander (1983) [96], basado en las investigaciones de Engesser (1891) [55] y Shanley (1947) [146], desarrolla un análisis lineal aplicado en teorías plásticas del pandeo.

Otros modelos, como por ejemplo Gomes y Appleton (1997) [70] y Dutta y Mander (1998) [53], han modelizado en base a un enfoque de minimización de energía. Aunque estos modelos son simples y fáciles de aplicar; siempre han sido desarrollados usando suposiciones demasiado simplificadas sobre el comportamiento plástico del acero y pueden llegar a necesitar otros métodos de verificación.

Numerosos modelos numéricos se han desarrollado basándose en el estudio de elementos finitos, como los propuestos por Mau y El-Mabsout (1989) [107], Mau (1990) [106], Dhakal y Maekawa (2002a,b) [51] y [52], y Gil-Martín et al. (2006) [68]. Otros métodos se han desarrollado respecto al uso de discretización de fibras en la sección. Tal es el caso de los métodos de Dutta y Mander (1998) [53] y Massone y Moroder (2009) [103]. El análisis a partir de los elementos finitos y mediante la discretización de fibras, cada vez se ha ido desarrollando progresivamente. Se afirma, sin embargo, que ambos enfoques de métodos de solución, son muy complejos para el diseño práctico. Lo ideal es una función analítica que analice, tanto en el elemento como en la sección; el comportamiento inelástico de las barras de armadura.

Algunas investigaciones, se han realizado en el contexto del pandeo en soportes sometidos a carga cíclica (Monti y Nuti (1992) [116]). Desarrollaron una regla basándose en la rama de endurecimiento. Rodríguez et al. (1999) [134], propuso un modelo simple para el pandeo, basado en una versión modificada de la ecuación propuesta por Euler (1759) [56]. Kunnath et al. (2009) [84], han desarrollado recientemente un modelo cíclico para el refuerzo del armado, incluyendo el pandeo y la fatiga; se han basado en el modelo propuesto por Dhakal y Maekawa (2002a) [51]). Urmson y Mander (2012) [162], afirman que estos modelos tienden a ser muy costosos, o bien demasiado difíciles para su aplicación directa en las aplicaciones de diseño.

Por otro lado, también se han realizado estudios experimentales para evaluar el pandeo longitudinal, cuando un soporte es sometido a sollicitaciones de esfuerzos a compresión. Mander et al. (1994) [97], Rodríguez et al. (1999) [134], Bayrak y Sheikh (2001) [27], Bae et al. (2005) [17], entre otros; han desarrollado programas experimentales utilizando distintos grados de acero, y sometiéndolos a cargas

monotónicas y cíclicas, para obtener como resultado, la separación adecuada de los estribos evitando así, que se produzca pandeo en la armadura.

2.5. Antecedentes de la investigación experimental

El estudio de soportes fabricados de hormigón armado sometidos bajo carga axiales y cargas cíclicas; es más reciente, comparado con el estudio de soportes de hormigón armado, sometidos bajo carga monotónica.

Debido a los muchos eventos sísmicos que han ocurrido a través de los años, se ha tenido la necesidad de ir cambiando las normas de diseño sísmico. Ello con el fin de fabricar elementos estructurales, capaces de absorber y de disipar energía sin significantes pérdidas de resistencia, garantizando la calidad de los materiales evitando el incremento el coste de la mano de obra. Es por ello que desde la década de los años 70, se inicia un incremento de las campañas experimentales en la fabricación de soportes sometidos a carga axial y carga lateral cíclica. En la Figura 2.40, se muestra la relación del número de ensayos experimentales, clasificada por año de publicación. Esta gráfica se ha elaborado a partir de la base de datos del PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center - “Structural Performance Database” Universidad de Washigton (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>) [32]). La misma, consta de 301 ensayos de soportes rectangulares, realizados hasta el 2002. Fue completada con 182 resultados experimentales encontrados hasta la fecha.

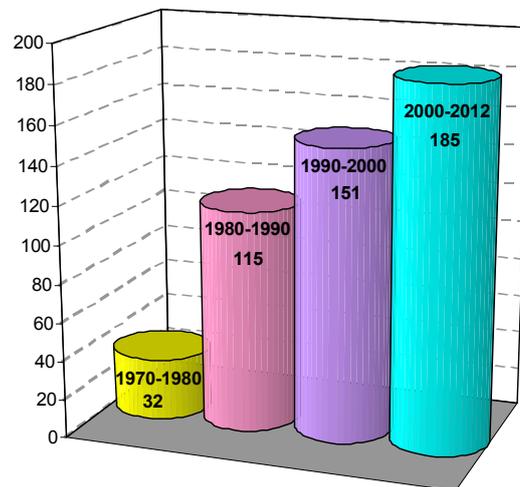


Figura 2.40 Relación de ensayos experimentales con carga cíclica y sección rectangular según el año de publicación

En las Tabla 2.9, Tabla 2.10 y Tabla 2.11, se muestra una base de datos clasificados de acuerdo a 6 tipos de elementos ensayados experimentalmente, los autores y el año en que se ha realizado.

Tabla 2.9 Modelos de soportes ensayados en el laboratorio.

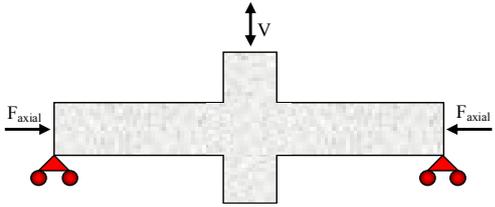
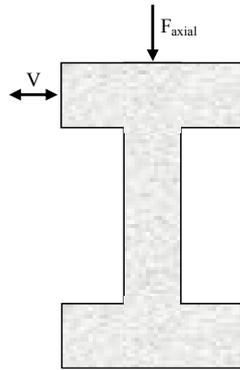
| No. | Autores | Año | Tipo de elemento del programa experimental |
|-----|------------------------|------|--|
| 1 | Wight y Sozen | 1973 | <p><i>TIPO 1</i> <i>Flexo-Compresión de elemento tipo conexión viga-soporte</i></p>  |
| 2 | Atalay y Penzien | 1975 | |
| 3 | Gill et al. | 1979 | |
| 4 | Sheikh y Uzumeri | 1980 | |
| 5 | Ang et al. | 1981 | |
| 6 | Soesianawati et al. | 1986 | |
| 7 | Zahn et al. | 1986 | |
| 8 | Azizinamini et al. | 1988 | |
| 9 | Muguruma et al. | 1989 | |
| 10 | Zahn, Park y Priestley | 1989 | |
| 11 | Watson y Park | 1989 | |
| 12 | Tanaka y Park | 1990 | |
| 13 | Watson y Park | 1994 | |
| 14 | Galeota et al. | 1996 | |
| 1 | Ramirez y Jirsa | 1980 | <p><i>TIPO 2</i> <i>Flexo-Compresión de elemento tipo conexión soporte con doble "stub"</i></p>  |
| 2 | Arakawa et al. | 1982 | |
| 3 | Nagasaka | 1982 | |
| 4 | Umehara y Jirsa | 1982 | |
| 5 | Ohue et al. | 1985 | |
| 6 | Zhou et al. | 1985 | |
| 7 | Bett et al. | 1985 | |
| 8 | Imai y Yamamoto | 1986 | |
| 9 | Zhou et al. | 1987 | |
| 10 | Kanda et al. | 1988 | |
| 11 | Arakawa et al. | 1989 | |
| 12 | Ono et al. | 1989 | |
| 13 | Sakai et al. | 1990 | |
| 14 | Amitsu et al. | 1991 | |
| 15 | Xiao et al. | 1994 | |
| 16 | Esaki | 1996 | |
| 17 | Sugano | 1996 | |
| 18 | Xiao y Rui Ma | 1998 | |
| 19 | Lynn et al. | 1998 | |
| 20 | Xiao y Martirosyan | 1998 | |
| 21 | Sezen y Moehle | 2002 | |
| 22 | Pujol | 2002 | |

Tabla 2.10 Modelos de soportes ensayados en el laboratorio.

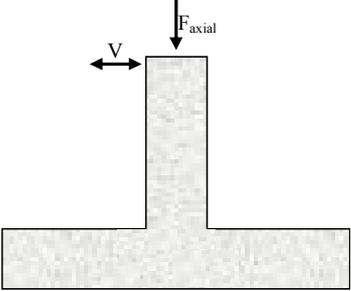
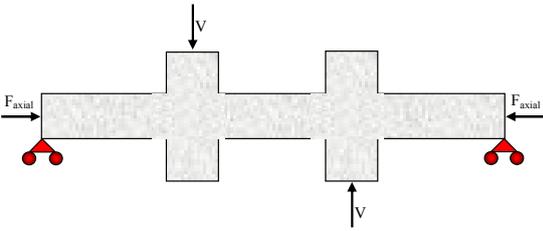
| No. | Autores | Año | Tipo de elemento del programa experimental |
|-----|----------------------------------|------|--|
| 1 | Mattock y Wang | 1984 | <p><i>TIPO 3</i> <i>Flexo-Compresión de elemento tipo soporte en voladizo</i></p>  |
| 2 | Ohno y Nishioka | 1984 | |
| 3 | Iwasaki | 1985 | |
| 4 | Saatcioglu y Ozcebe | 1989 | |
| 5 | Saatcioglu y Ozcebe | 1989 | |
| 6 | Tanaka y Park | 1990 | |
| 7 | Sheikh y Khoury | 1993 | |
| 8 | Sheikh y Khoury | 1991 | |
| 9 | Shiekh, Shah y Khoury | 1994 | |
| 10 | Thomsen y Wallace | 1994 | |
| 11 | Nosho et al. | 1996 | |
| 12 | Bayrak y Sheikh | 1996 | |
| 13 | Takemura y Kawashima | 1997 | |
| 14 | Wehbe et al. | 1998 | |
| 15 | Saatcioglu y Grira | 1999 | |
| 16 | Matamoros et al. | 1999 | |
| 17 | Aboutaha y Machado | 1999 | |
| 18 | Aboutaha et al. | 1999 | |
| 19 | Wehbe, Saiidi y Sanders | 1999 | |
| 20 | Paultre y Legeron | 2000 | |
| 21 | Mo y Wang | 2000 | |
| 22 | Paultre et al. | 2001 | |
| 23 | Paultre, Légeron y Mongeau | 2001 | |
| 24 | Bechtoula, Kono, Arai y Watanabe | 2002 | |
| 25 | Xiao y Yun | 2002 | |
| 26 | Bayrak y Sheikh | 2002 | |
| 27 | Chutarat y Aboutaha | 2003 | |
| 28 | Lukkunaprasit y Sittipunt | 2003 | |
| 29 | Bae y Bayrak | 2008 | |
| 30 | Kim, Yoo, Han y Shin | 2007 | |
| 1 | Ahn, Lee, Bahm y Shin | 2000 | <p><i>TIPO 4</i> <i>Flexo-Compresión de elemento conexión tipo doble viga-soporte</i></p>  |
| 2 | Ahn y Shin | 2007 | |

Tabla 2.11 Modelos de soportes ensayados en el laboratorio.

| No. | Autores | Año | Tipo de elemento del programa experimental |
|-------------|--|----------------------|---|
| 1 2 | Chien-Hung Lin y Shih-Ping Lin Woods, Kiouisis, Ehsani, Saadatmanesh y Fritz | 2005 2006 | <p><i>TIPO 5</i> <i>Flexo-Compresión de elemento soporte sin "stub"</i></p> <p>El diagrama muestra un elemento rectangular horizontal. En cada extremo, una flecha horizontal apunta hacia el interior, etiquetada como F_{axial}. En el centro superior, una flecha vertical apunta hacia arriba y otra hacia abajo, etiquetada como V. El elemento descansa sobre dos soportes de rodillos, representados por triángulos rojos con círculos rojos debajo.</p> |
| 1 2 3 | Ho y Pam Ho y Pam E. Pam | 2002 2003 2009 | <p><i>TIPO 6</i> <i>Flexo-Compresión de elemento tipo conexión de soporte-viga biapoyada</i></p> <p>El diagrama muestra un elemento en forma de T. El eje vertical de la T apunta hacia abajo. Una flecha vertical en la parte superior izquierda apunta hacia arriba, etiquetada como V. Una flecha vertical en la parte superior derecha apunta hacia abajo, etiquetada como V. Una flecha vertical en la parte inferior central apunta hacia arriba, etiquetada como F_{axial}.</p> |

Como se ha observado en las Tabla 2.9 y Tabla 2.10; los tipos de elementos 1, 2 y 3, son los modelos que más se han realizado para evaluar el comportamiento estructural, dependiendo de las variables estudiadas en cada caso. Comparado con respecto a la Tabla 2.10 y 2.11 los modelos 4, 5 y 6 son los menos numerosos, sin embargo son los más recientes.

2.5.1. Análisis paramétrico de ensayos experimentales existentes en la literatura

En este apartado, se analizan los parámetros estudiados en la bibliografía encontrada de ensayos experimentales correspondientes con soportes sometidos a carga axial y carga lateral cíclica. El objetivo de este apartado, es el de encontrar los vacíos existentes en la base de datos y así definir las variables del ensayo que justifican la campaña experimental correspondiente.

A continuación, se analiza pormenorizadamente la distribución de ensayos, en función de los parámetros objeto de estudio. En cada sub-apartado se estudiarán estos

parámetros, a partir de la base de datos del PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center - “Structural Performance Database” Universidad de Washigton (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>) [32]). Además se ha completado con ensayos experimentales encontrados, que corresponden hasta la fecha.

2.5.1.1. Resistencia del hormigón (f_c)

Desde la década de los años 70, se ha producido un incremento en campañas experimentales correspondientes a 483 ensayos tanto de hormigón convencional (HC) ($f_c \leq 50$ MPa),) como hormigón de alta resistencia en adelante (HAR) ($f_c > 50$ MPa). En las primeras dos décadas del siglo XX), los ensayos prácticamente se hacían con hormigón convencional. Es a partir del año 2000 cuando se incrementa los ensayos con hormigón de alta resistencia (HAR).

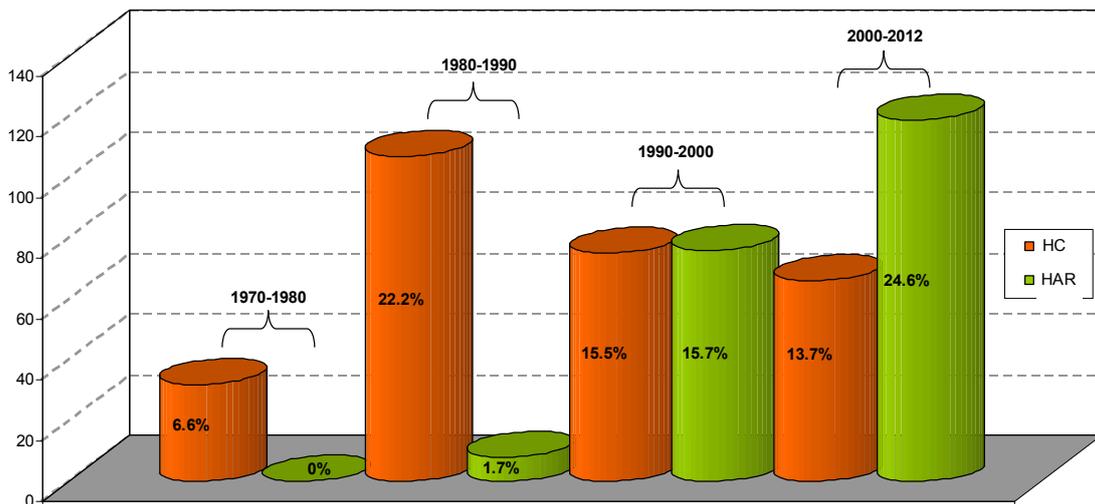


Figura 2.41 Distribución porcentual de ensayos experimentales realizados por años de publicaciones

La mayoría de los métodos simplificados existentes en la normativa, han sido desarrollados para hormigón convencional. Numerosos investigadores, han evidenciado que estas expresiones son inadecuadas para HAR. Por lo tanto, la distribución de los ensayos en función de la resistencia del hormigón; muestra que es necesario complementar con nuevos datos experimentales y comprobar el comportamiento de soportes bajo estos tipos de solicitaciones de cargas, tanto para hormigón convencional, como de alta resistencia.

2.5.1.2. Nivel de axil reducido

En la Figura 2.42, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia del hormigón y del nivel de axil reducido. Se puede observar que existen pocos ensayos experimentales para niveles altos de axil y soportes fabricados con HAR (círculo rojo); comparado con los ensayos para hormigón convencional.

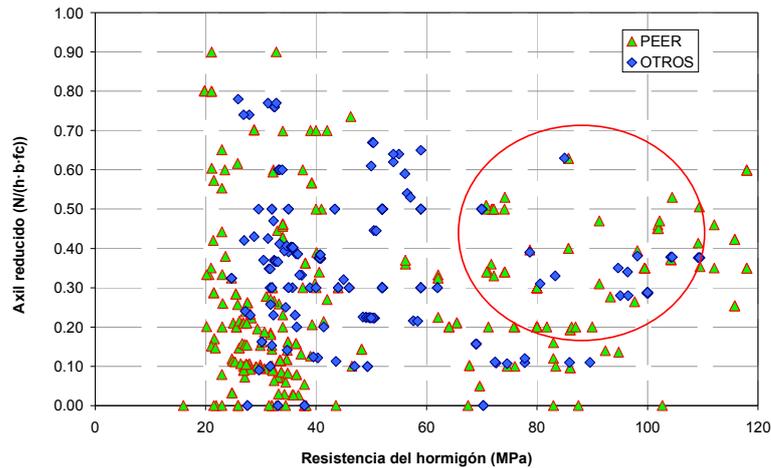


Figura 2.42 Distribución de ensayos experimentales que consideran el nivel de axil reducido respecto a la resistencia del hormigón.

Por otro lado en la Figura 2.43, se muestra una relación del nivel de axil reducido con el número de ensayos tanto de HC como de HAR. Se observa que existe un incremento significativo de ensayos, con niveles de axiles reducidos aplicados entre 0.1 y 0.3; esto, si lo comparamos con el resto de valores. A simple vista, se nota que es necesario un mayor número de ensayos para niveles de axiles reducidos superiores a 0.3.

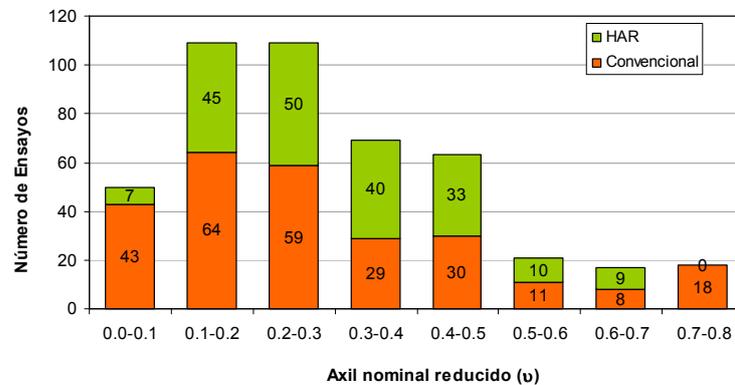


Figura 2.43 Distribución del número de ensayos experimentales respecto al nivel de axil reducido.

2.5.1.3. Esbeltez a cortante (λ_v)

En la Figura 2.44, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia del hormigón y la esbeltez de cortante ($M/(V \cdot h)$) del soporte. Puede observarse como los soportes analizados son en general poco esbeltos.

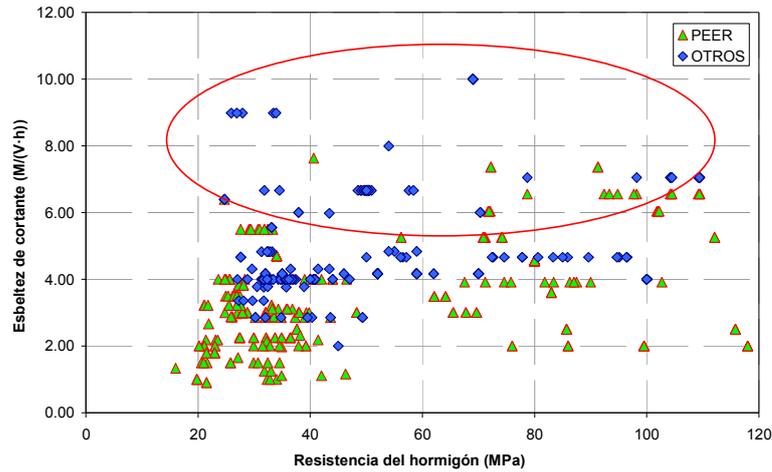


Figura 2.44 Distribución de ensayos experimentales considerando la esbeltez a cortante respecto a la resistencia del hormigón.

Por otro lado, cuantitativamente (Figura 2.45), los ensayos de soportes fabricados con hormigones convencionales se encuentran para esbelteces entre 2 y 4; mientras que para soportes fabricados con alta resistencia se concentran entre 4 y 6. Bae y Bayrak (2006) [15] señalan que el efecto P- Δ que influye en los soportes más esbeltos, debería ser estudiado para incluirlo en las expresiones entre los distintos factores de ductilidad (en desplazamientos y en curvaturas); por tal motivo es necesario realizar estudios para ampliar el rango de esbeltez tanto para HC como HAR.

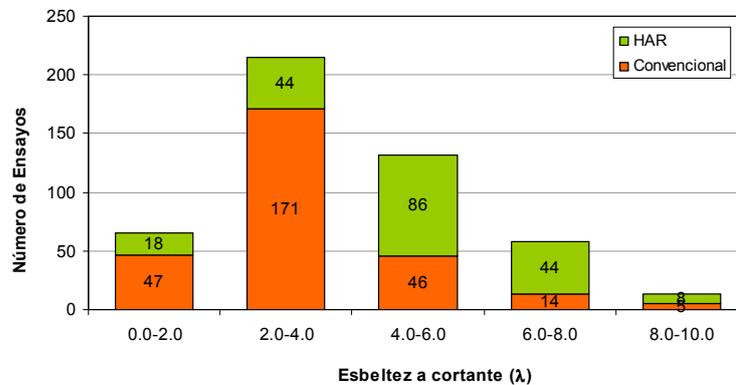


Figura 2.45 Distribución del número de ensayos experimentales respecto a la esbeltez a cortante.

2.5.1.4. Cuantía geométrica de armadura transversal (ρ_s)

En la Figura 2.46, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia del hormigón y el nivel de confinamiento. Si se compara con la distribución de ensayos de hormigón convencional, puede observarse que existe una gran dispersión y menos ensayos en HAR en cuanto al nivel de confinamiento.

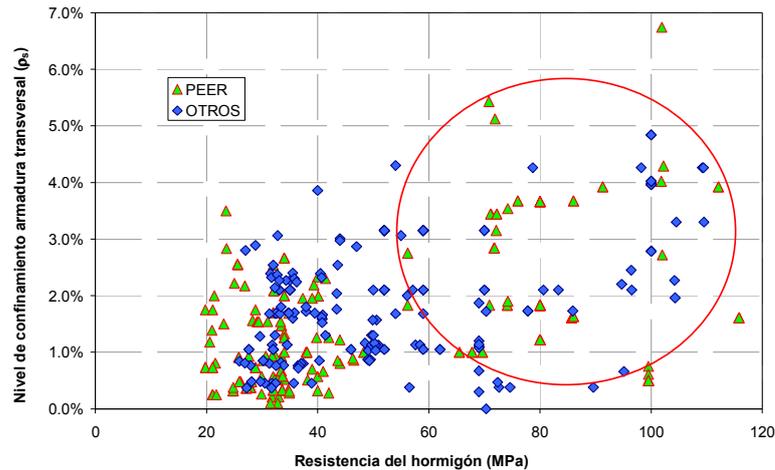


Figura 2.46 Distribución de ensayos experimentales que considera el nivel de confinamiento de la armadura transversal respecto a la resistencia del hormigón.

Por otro lado, la gran mayoría de los ensayos tanto para HC y HAR se concentran para cuantía de refuerzo transversal entre valores del 2% y 3% (Figura 2.47). Sería recomendable, añadir más ensayos con otros valores por encima o por debajo de lo observado anteriormente.

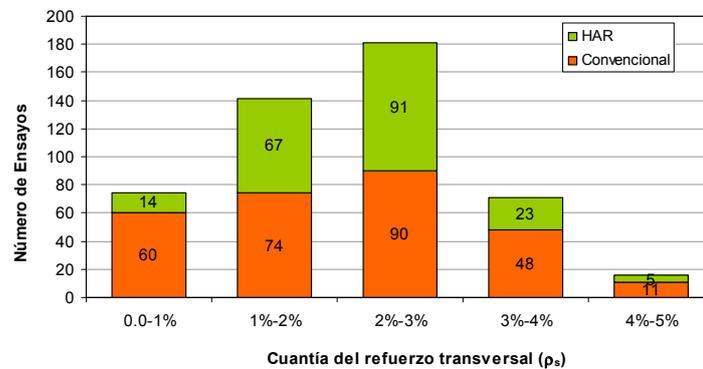


Figura 2.47 Distribución del número de ensayos experimentales respecto a la cuantía del refuerzo transversal.

2.5.1.5. Cuantía geométrica de armadura longitudinal (ρ_l)

En la Figura 2.48, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia del hormigón y el nivel de la cuantía de armadura longitudinal. Si se compara con la distribución de ensayos de hormigón convencional, puede observarse que existe una gran dispersión y comparándolo con HC existen muy pocos ensayos en HAR (círculo rojo).

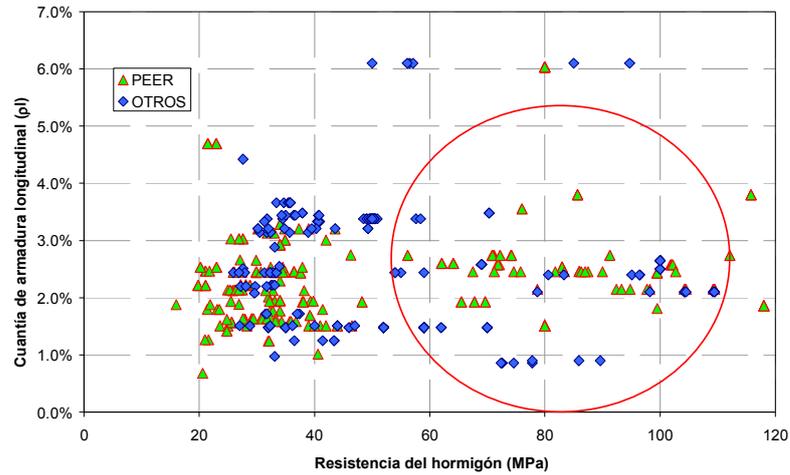


Figura 2.48 Distribución de ensayos experimentales respecto a la cuantía de armadura longitudinal y la resistencia del hormigón.

Para los ensayos analizados respecto a la cuantía geométrica de armadura longitudinal (Figura 2.49); puede observarse que, los valores de dicho parámetro se encuentran alrededor del 2% y 3%, que es también el rango usual utilizado en el campo de la edificación o la obra civil. Nótese también, que hay muy pocos ensayos por encima o por debajo del rango de valores mencionado anteriormente.

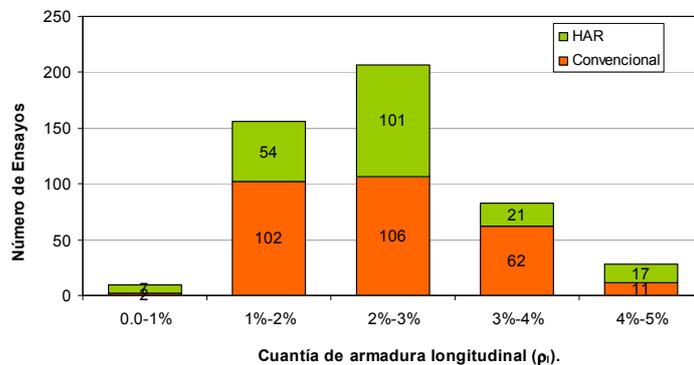


Figura 2.49 Distribución del número de ensayos experimentales respecto a la cuantía de la armadura longitudinal.

2.5.1.6. Conclusiones del análisis paramétrico de ensayos experimentales

Tras el análisis de la distribución de ensayos en la bibliografía existente, en lo que se refiere a ensayos de soportes sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica; se obtienen las siguientes conclusiones:

- La mayoría de los soportes ensayados son de hormigón convencional;
- De los soportes fabricados con hormigón de alta resistencia, se tiene un menor porcentaje de ensayos comparados con hormigones convencionales. El incremento de los ensayos de soportes fabricados con hormigones experimentales de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas; se ha producido desde hace una década. Por otro lado, la mayoría de los métodos simplificados existentes en la normativa han sido desarrollados para hormigón convencional. Numerosos investigadores, han evidenciado que estas expresiones son inadecuadas para HAR;
- Para niveles altos de axil, se requiere la disposición de una mayor cuantía de armadura transversal. La utilización de fibras de acero en la masa del hormigón, puede ser una opción para reducir la cantidad del armado transversal y se mejoraría la puesta en obra del hormigón. Sin embargo no hay publicaciones de ensayos experimentales en elementos fabricados con fibras de acero en la masa del hormigón sometidos bajo éstas solicitudes de carga;
- Existen pocos ensayos experimentales para niveles altos de axil y para soportes fabricados con HAR. Para soportes de HC, la aplicación del nivel de axil se centra entre 0.1 y 0.3;
- En la esbeltez a cortante, tanto para HC como HAR la mayoría de los ensayos se centra en elementos poco esbeltos. Cuantitativamente, dentro del rango para HC la mayoría tiene una esbeltez entre 2 y 4, y para HAR el rango se encuentra entre 4 y 6. Por otra parte para soportes de HC y HAR, los valores de confinamiento se centran entre 2% y 3%;
- Para los ensayos analizados respecto a la cuantía geométrica de armadura longitudinal, los valores de dicho parámetro se encuentran alrededor del 2% y 3%. Este es también el rango utilizado en el campo de la edificación y de la obra civil.

Capítulo 3.

“Importancia de la investigación y objetivos específicos”

En éste capítulo se justifica la importancia de la investigación; además se plantean los objetivos específicos a alcanzar para el desarrollo de la presente tesis doctoral.

En el capítulo anterior se ha expuesto el estado actual del conocimiento, centrando la atención fundamentada en ensayos relacionados con la presente investigación y los aportes que se han hecho en los últimos tiempos en relación con el diseño estructural sísmico.

3.1. Importancia de la investigación

Tal como se ha podido observar del análisis de la literatura técnica (Capítulo 2), el comportamiento dúctil de una estructura permite asegurar frente a acciones accidentales la capacidad para absorber y disipar la energía sin significantes pérdidas de resistencia. Este comportamiento inelástico es debido a la formación de rótulas plásticas. En el diseño de las estructuras sometidas a acciones sísmicas se suele recurrir a la capacidad de disipar energía que tienen las estructuras con comportamiento dúctil. En la actualidad, se aplica el criterio de proyecto por capacidad (EC-8 (2004) [58]) en el diseño sísmico de las estructuras, el cual se basa en proteger los elementos y regiones frágiles de la estructura dándole una sobre resistencia adecuada respecto a los elementos dúctiles y potenciando los mecanismos de rotura dúctiles. Por esta razón, se ha de asegurar que en las vigas se formen rótulas plásticas antes que en los soportes (“columna fuerte, viga débil”). Sin embargo, se ha constatado que en los extremos de los soportes se forman rótulas tras un terremoto (Hwang y Yun (2004) [74]). Por consiguiente, es necesario que las columnas de hormigón armado sean capaces de proporcionar una respuesta inelástica apreciable sin pérdida de capacidad portante, en especial en pilas de puentes o en la conexión entre los soportes y la cimentación.

Por otro lado, la utilización del hormigón de alta resistencia (HSC) en la construcción se está incrementando en los últimos años, y está siendo aceptado tanto por proyectistas como por constructores. Las ventajas inmediatas de utilizar este tipo de hormigones en soportes, se centran en un incremento de capacidad resistente o en un ahorro de material, dando lugar a secciones de menor tamaño, con una misma capacidad resistente que ocupan un menor espacio. Dicha reducción de sección da lugar a soportes cada vez más esbeltos, con el consiguiente incremento de los efectos de segundo orden.

Para asegurar el comportamiento dúctil de los soportes, las normativas (EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2]) especifican la disposición de la cuantía de armadura transversal a disponer en las zonas críticas susceptibles de albergar una rótula plástica. Para niveles altos de axil es necesario disponer una cuantía importante de armadura transversal. Dicha cuantía puede suponer problemas durante la puesta en obra del hormigón. Una posible solución (Paultre et al (2001) [123]) es incluir fibras de acero en la masa de hormigón. La utilización combinada de fibras de acero y armadura transversal puede reducir la cuantía de armadura transversal requerida por los códigos, especialmente en caso de diseño sísmico. Sin embargo, las expresiones propuestas por los códigos no tienen en cuenta este efecto favorable de las fibras de acero (EC-8 (2004) [58], ACI-318 (2011) [2])

Por otra parte, en la literatura técnica existen numerosas publicaciones referentes al estudio de la capacidad resistente y de deformación de soportes sometidos a cargas cíclicas (Berry et al (2004) [32], fib Bulletin 25 (2003) [63]). Los ensayos experimentales disponibles se centran en soportes de hormigón armado (sin fibras) con esbeltez a cortante (λ_V) inferior a 6.5 (Panagiotakos y Fardis (2001) [119]). En la literatura técnica reciente son escasos los ensayos de laboratorio de soportes fabricados con hormigón con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral.

Debido a que los efectos de segundo orden (efecto P- Δ) influyen en la capacidad de deformación de los soportes esbeltos (Bae y Bayrak (2006) [16]) y que son escasos los trabajos experimentales de soportes de esbeltez superior a 6.5, es necesario estudiar la capacidad de resistencia y de ductilidad en soportes esbeltos de hormigón armado sometidos a una carga axial constante y una carga lateral monotónica o cíclica.

La importancia de la investigación se desarrolla a partir del vacío experimental que trata de cubrir en la literatura técnica acerca de ensayos de soportes esbeltos sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica fabricados con hormigón convencional o de alta resistencia con o sin fibras de acero en su masa.

Las variables consideradas en el programa de ensayos permiten analizar el efecto del confinamiento y la inclusión de fibras de acero, de la resistencia del hormigón, del nivel de axil y de la esbeltez del soporte. Los ensayos realizados aportan resultados sobre el comportamiento general de los soportes, ductilidad, disipación de energía y capacidad de resistencia. Además, los resultados obtenidos servirán para validar la calibración de un modelo numérico mediante un programa de elementos finitos y con ello para poder proponer un método simplificado.

3.1.1. Objetivo general

Posteriormente a la identificación de carencias y a la problemática expuesta anteriormente, se ha podido determinar como objetivo general de la presente tesis doctoral el estudio de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a compresión y carga lateral cíclica. Dicho estudio consta del desarrollo y análisis de una campaña experimental y una campaña numérica, el cual pretende proponer métodos simplificados para evaluar la capacidad de deformación de soportes armados dentro de un amplio rango de parámetros.

3.1.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos planteados en la presente tesis doctoral son:

- Recopilar y analizar la literatura existente de ensayos experimentales de soportes de hormigón convencional y de alta resistencia sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica, en especial los ensayos de soportes fabricados con hormigón de fibras metálicas,
- Definir los parámetros y los rangos de variación a considerar en el programa experimental, tales como la esbeltez de la pieza, el nivel de axil reducido, el confinamiento y la inclusión de fibras metálicas añadidas a la masa de hormigón,
- Definir un modelo de ensayo y proponer un programa experimental que permita analizar la capacidad de resistencia y de deformación en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia, con la inclusión de fibras metálicas. Haciendo uso de un amplio rango de variación en los parámetros de estudio,
- Identificar un sistema de medida que permita obtener datos precisos y suficientes para lograr una interpretación adecuada del comportamiento de los soportes,
- Comprobar la bondad del ensayo propuesto y definir una metodología,
- Incrementar la base de datos con el vacío existente de datos experimentales respecto a ensayos con o sin fibras metálicas,
- Realizar un análisis de los resultados obtenidos de cada experimento, discutir los resultados a nivel individual y hacer comparaciones entre las series desarrolladas previamente al estudio,
- Verificar el alcance de los métodos simplificados existentes para soportes de hormigón armado, teniendo en cuenta las características que presentan los soportes en el estudio en cuestión,
- Calibrar un modelo numérico a partir de los resultados obtenidos en la campaña experimental y contrastarlo con la base de datos existentes en la bibliografía,
- Proceder a la aplicación exhaustiva del modelo calibrado con la finalidad de generar, mediante resultados numéricos, un amplio banco de datos que sirvan para deducir reglas prácticas o métodos simplificados de análisis y de diseño.
- Proponer un método simplificado para evaluar la capacidad de deformación en soportes fabricados con hormigón convencional o de alta resistencia, con o sin fibras, sometidos a cargas cíclicas.

Capítulo 4.

“Programa experimental”

En el presente capítulo se describe el programa que se ha desarrollado para realizar la campaña experimental. En primer lugar, se definen los parámetros que definen los soportes agrupados en seis series propuestos para este estudio; posteriormente, se caracterizan los materiales empleados para la fabricación de cada uno de los soportes; y por último, se realiza una descripción detallada del procedimiento de ensayo, correspondiente a la fabricación y preparación de los elementos con la instrumentación, pruebas de control y configuración del ensayo.

4.1. Definición de los parámetros de estudio

Veinticinco soportes de sección rectangular de 260 x 150 mm y 140 x 150 mm fueron fabricados y ensayados en el laboratorio (Figura 4.1). La longitud de todos los soportes fue de 3.3 metros entre los apoyos, que fueron sometidos a esfuerzos combinados de carga axial constante y carga lateral cíclica (Figura 4.2). Dichas probetas representan dos semi soportes de dos plantas adyacentes, conectados a través de un elemento central que representa el efecto rigidizador de un forjado intermedio o la unión de un soporte con la cimentación representada por el elemento central de la probeta. Cada semi soporte tiene una longitud (L_s) de 1.5 metros entre el apoyo y el elemento central, lo cual 1.32 metros es la longitud que corresponde con el hormigón armado y 0.18 m con el sistema de apoyo de la rótula, dispuesto en cada extremo de la probeta. El elemento central tiene un espesor de 0.30 m. Este modelo ya ha sido utilizado por Yamashiro y Sies (1962) [171], Priestley y Park (1987) [129], Barrera (2012) [23], así como por otros autores que se han mencionado en la tabla 2.11 del capítulo 2 de la presente tesis.

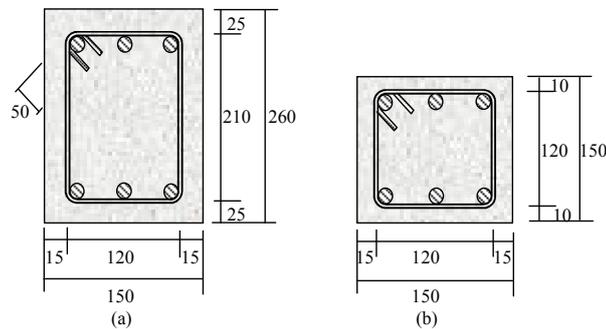


Figura 4.1 Sección transversal tipo (unidades: mm).

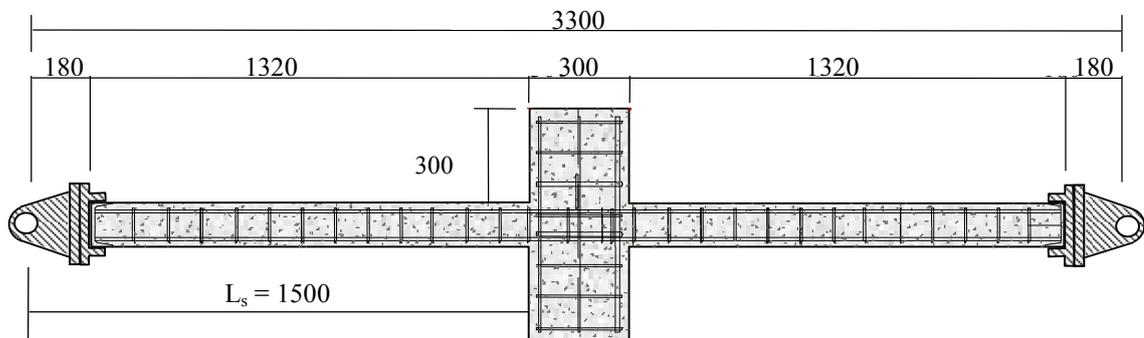


Figura 4.2 Geometría de la probeta (unidades: mm).

Los rangos de cada parámetro estudiados en el programa experimental son:

- Resistencia del hormigón (f_c). Se ha escogido una resistencia nominal de 30 y 75 MPa.
- Esbeltez a cortante (λ_v): Se han considerado esbelteces de 5.77 y 10.71. En ambos casos, los efectos de segundo orden no son despreciables y se corresponden con valores de esbeltez superiores a los existentes en la bibliografía. El EC-8-Parte I (2004) [58], es aplicable a soportes cuya esbeltez a cortante es inferior a 10. En este trabajo de investigación, se analizan soportes con una esbeltez ligeramente superior al valor frontera indicado por esta normativa.
- Axil nominal reducido (ν): Se han considerado tres niveles: 0.10, 0.35 y 0.55. El EC-8-Parte I (2004) [58], indica que el axil reducido no debe exceder 0.65 en el caso de diseñar el soporte con una ductilidad media (DCM) y de 0.55, en el caso de diseñarlo con una ductilidad alta (DCH). Además, según la EHE (2008) (Anejo 10) [46] y el ACI-318 (2011) (Apartado 21.6.1) [2], el axil mínimo a considerar en soportes sometidos a acciones sísmicas es de 0.10.
- Se han considerado dos cuantías de armadura longitudinal (ρ_l): 1.44% y 1.74% para las probetas de esbeltez 10.71 y 5.77 respectivamente. Ambas cuantías son similares con el objeto de poder comparar la capacidad de deformación entre los ensayos a igualdad del resto de parámetros. Dichos valores están comprendidos entre los valores máximo y mínimo señalados por el EC-8-Parte I (2004) [58] (entre el 1% y el 4%) y por el ACI-318 (2011) [2] (entre el 1% y el 6%). Los diámetros de la armadura longitudinal (ϕ_l) seleccionados son de 8 y 12 mm; siendo superiores a las especificaciones indicadas por el EC-8-Parte I (2004) [58].
- Confinamiento efectivo ($\alpha \cdot \omega_w$): Se han considerado tres niveles 0.01, 0.04 y 0.12. El diámetro de la armadura transversal es de 8 mm, siendo superior a las especificaciones indicadas por el EC-8-Parte I (2004) [58]. Según el ACI-318 (2011) [2], para evitar el pandeo de la armadura longitudinal; la separación de la armadura transversal (s_t) debe ser menor de $6 \cdot \phi_l$. Es decir para un ϕ_l 12 la separación s_t es igual a 72 mm y para un ϕ_l 8 s_t es igual a 48 mm. Según el EC-8-Parte I (2004) [58], dicha limitación depende del nivel de ductilidad que se quiera alcanzar, siendo igual a $8 \cdot \phi_l$ para DMC y $6 \cdot \phi_l$ para DHC. En el caso de la probeta más esbelta, el diámetro de la armadura longitudinal es un ϕ_l 8 y se ha elegido una separación de 70 mm, lo que se corresponde con un $\alpha \cdot \omega_w$ igual a 0.12. Para la probeta menos esbelta, cuyo diámetro de la armadura longitudinal es un ϕ_l 12, se han elegido dos separaciones de 50 y 100 mm; lo que se corresponde con un confinamiento $\alpha \cdot \omega_w$ igual a 0.12 y 0.04 respectivamente. Además, con objeto de analizar si es posible sustituir la armadura transversal por fibras de acero; para el

caso de mayor volumen de fibras de acero, se ha estudiado en la probeta menos esbelta una separación entre cercos de 600 mm, lo que supone $\alpha \cdot \omega_w$ igual a 0.01. En todas las probetas el anclaje de la armadura transversal ha sido doblado 135° hacia el interior de la sección y con una longitud superior $5 \cdot \phi_1 > 50$ mm (Art. 8.5 del EC-8-Parte I (2004) [58]). Dicha longitud es inferior a la indicada por el ACI-318 (2011) [2] igual a $6 \cdot \phi_1 > 76$ mm, para acciones sísmicas.

- Contenido de fibras de acero: 30 y 60 kg/m³, ello supone un volumen de fibras de acero por metro cúbico de hormigón (v_f) igual a 0.38% y 0.76% respectivamente, y un índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) 24.18% y 48.36% para hormigón convencional y de 30.40% y 60.80% para hormigón de alta resistencia.

Para todas las probetas, la relación entre el recubrimiento mecánico (r_{mec}/h) (distancia del borde al centro de gravedad de la armadura traccionada) y el canto de la sección es de 0.15.

En la Tabla 4.1 se muestran los detalles de los 25 soportes que fueron ensayados y que conforman el programa experimental. La nomenclatura empleada para designar cada ensayo ha sido la siguiente:

$$NFxLyVzSk \text{ o } HFxLyVzSk \quad 4.1$$

donde:

N denominación para hormigón convencional,

H denominación para hormigón de alta resistencia,

Fx “x” indica el contenido de fibras de la probeta: 0, 30 y 60 kg/m³,

Ly “y” es la esbeltez a cortante: L05 para $\lambda_v=5.77$ y L10 para $\lambda_v=10.71$,

Vz “z” es el axil nominal reducido: V1 para $v=0.1$, V2 para $v=0.35$ y V3 para $v=0.55$,

Sk “k” indica la separación entre los cercos: 50, 70, 100 y 600 milímetros.

En la Tabla 4.1 se describen las 25 probetas fabricadas en el estudio experimental, las cuales están organizadas en 6 series (Figura 4.3 y Figura 4.4) en donde se representan la relación de soportes en función de las variables analizadas y la tendencia cualitativa de la ductilidad esperable en desplazamientos o curvaturas. En la figura 4.3a se muestra la serie N°1 que está compuesta por 7 soportes fabricados con hormigón de resistencia de 30 MPa. El objetivo de esta serie, es evaluar el aporte en la ductilidad

respecto a la adición de fibras metálicas embebidas en la masa del hormigón (volumen de fibras: 0, 30 y 60 kg/m³). Además, los soportes se caracterizan por tener tres tipos de espaciados en la armadura (50, 100 y 600 mm). Cabe señalar, que esta serie se analiza para un nivel de axil reducido $v=0.35$. En la serie N°2 (Figura 4.3b), que comprende seis soportes cuya resistencia del hormigón es de 75MPa; se analiza el mismo efecto que en la primera serie, pero en soportes fabricados con hormigón de alta resistencia.

Tabla 4.1 Propiedades geométricas de los soportes.

| Id | Soporte | h (m) | b (m) | λ_v | f_c (MPa) | N (kN) | $\frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$ | Refuerzo | | | | |
|-----|---------------|----------|----------|-------------|----------------|-----------|---------------------------------|------------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------------|
| | | | | | | | | Longitudinal | | Transversal ($\phi_t = 8$ mm) | | |
| | | | | | | | | ϕ_l (mm) | ρ_l (%) | s_t (mm) | ρ_s (%) | $\alpha\omega_\omega$ |
| N1 | NF00L05V2S100 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 33.57 | 491.7 | 0.38 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 100 | 1.40 | 0.04 |
| N2 | NF00L05V2S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 29.68 | 413.9 | 0.36 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.13 |
| N3 | NF00L05V1S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 29.18 | 138.2 | 0.12 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.14 |
| N4 | NF00L10V2S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 30.63 | 211.2 | 0.33 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 2.56 | 0.11 |
| N5 | NF00L05V3S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 30.40 | 637.9 | 0.54 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.13 |
| N6 | NF00L10V3S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 32.68 | 347.0 | 0.51 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 2.56 | 0.10 |
| N7 | NF30L05V2S100 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 33.37 | 473.8 | 0.36 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 100 | 1.40 | 0.04 |
| N8 | NF30L05V2S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 38.00 | 523.3 | 0.35 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.10 |
| N9 | NF60L05V2S100 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 33.65 | 412.7 | 0.31 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 100 | 1.40 | 0.04 |
| N10 | NF60L05V2S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 29.52 | 448.6 | 0.39 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.13 |
| N11 | NF60L05V2S600 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 32.12 | 420.6 | 0.34 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 600 | 0.23 | 0.01 |
| N12 | NF60L10V2S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 30.35 | 241.4 | 0.38 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 2.56 | 0.11 |
| N13 | NF60L10V1S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 30.78 | 107.9 | 0.17 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 2.56 | 0.11 |
| N14 | NF60L05V1S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 32.43 | 153.4 | 0.12 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.12 |
| N15 | HF00L05V2S100 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 64.10 | 895.1 | 0.36 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 100 | 1.40 | 0.02 |
| N16 | HF00L05V2S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 71.70 | 959.0 | 0.34 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.06 |
| N17 | HF00L05V1S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 75.40 | 294.7 | 0.11 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.05 |
| N18 | HF00L10V1S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 70.50 | 175.2 | 0.12 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 3.03 | 0.05 |
| N19 | HF30L05V2S600 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 75.60 | 967.7 | 0.33 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 600 | 0.23 | 0.01 |
| N20 | HF60L05V2S100 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 75.50 | 1013.3 | 0.34 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 100 | 1.40 | 0.02 |
| N21 | HF60L05V2S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 79.20 | 1056.7 | 0.34 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.05 |
| N22 | HF60L05V2S600 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 75.10 | 993.7 | 0.34 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 600 | 0.23 | 0.01 |
| N23 | HF60L05V1S50 | 0.26 | 0.15 | 5.77 | 81.10 | 333.9 | 0.11 | 6 ϕ 12 | 1.74 | 50 | 2.79 | 0.05 |
| N24 | HF60L10V1S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 79.30 | 190.2 | 0.11 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 3.03 | 0.04 |
| N25 | HF60L10V2S70 | 0.14 | 0.15 | 10.71 | 79.10 | 598.8 | 0.36 | 6 ϕ 8 | 1.44 | 70 | 3.03 | 0.04 |

Por otra parte, en la Figura 4.4 (a y b) se muestra la tercera y cuarta serie que consta de soportes de resistencia normal (30 MPa). En ambos casos, se evalúa la capacidad de deformación; por un lado en la Figura 4.4 (a), se relacionan los soportes que no contienen fibras, y están caracterizados por tener una esbeltez de 10.71 (serie inferior) y una esbeltez de 5.76 (serie superior). Todos ellos sometidos a tres niveles de axil nominal reducido de 0.1, 0.35 y 0.55. Por el otro lado, en la Figura 4.4 (b), se evalúan los mismos parámetros objeto de análisis en la serie anterior, pero en soportes

que contienen un volumen de fibras metálicas (60 kg/m^3). Por último en la Figura 4.4 (c, y d), se muestra la quinta y sexta serie en donde se relacionan los mismos parámetros correspondientes a las series 3 y 4 (Figura 4.4 (a y b)), pero en soportes fabricados con hormigón de alta resistencia (75 MPa). Se observa, que los puntos de color verde y en triángulo en todas las series, simbolizan ensayos de soportes que son comunes entre las distintas series.

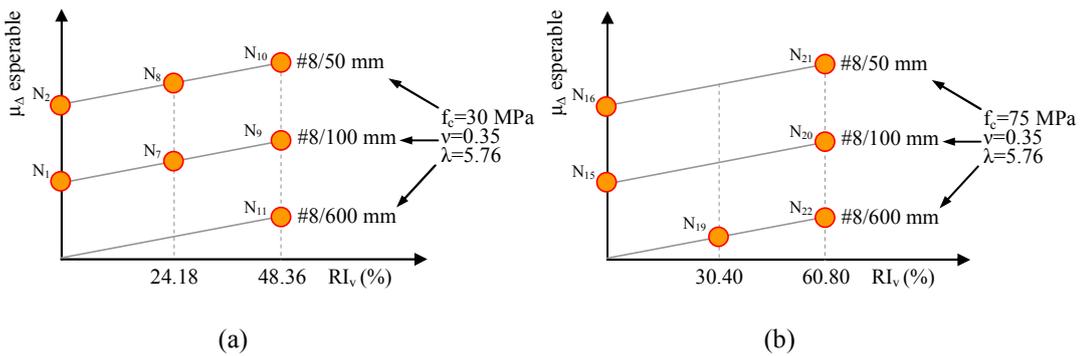


Figura 4.3 Serie 1 y Serie 2 propuesta para el programa experimental: (a) Hormigón de 30 MPa, (b) Hormigón de 75 MPa.

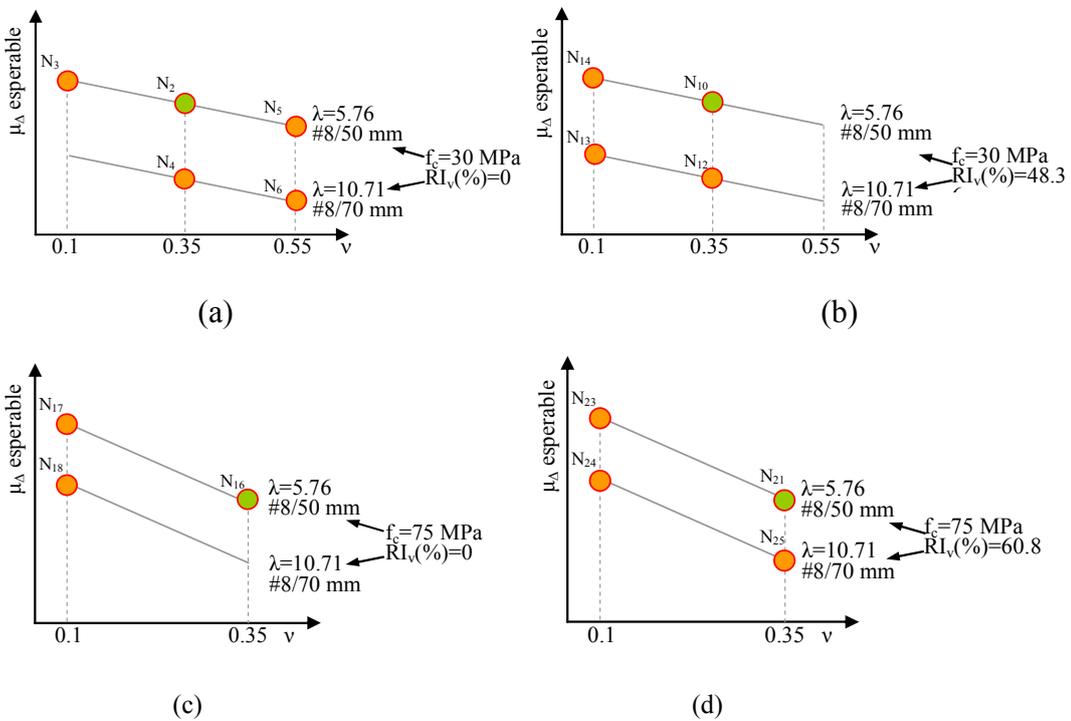


Figura 4.4 Series 3, 4, 5 y 6 propuestas para el programa experimental: (a) Hormigón de 30 MPa sin fibras, (b) Hormigón de 30 MPa con fibras, (c) Hormigón de 75 MPa sin fibras, (d) Hormigón de 75 MPa con fibras.

4.2. Caracterización de los materiales

En este apartado, se describen los materiales que han sido utilizados en la campaña experimental, tanto para los soportes de resistencia convencional como de alta resistencia, con o sin fibras metálicas en la masa del hormigón.

4.2.1. Hormigón

Se han utilizado seis tipos de hormigón, tal y como se muestra en la Tabla 4.2, en donde se describen las dosificaciones del hormigón convencional (NF) y de alta resistencia (HF); con fibras metálicas para un volumen de 0, 30 y 60 kg/m³. Respecto a los hormigones sin fibras metálicas, se ha utilizado la dosificación referenciada, en investigaciones realizadas previamente en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil (Barrera (2012) [23] y Leite (2011) [91]). Además, se han realizado ensayos previos para caracterizar el ajuste de resistencia en los distintos tipos de hormigón.

Por otro lado, en la fabricación de los hormigones mencionados anteriormente, se han utilizado los siguientes materiales:

- Cemento: CEM I 52,5 R – Cemento ASLAND LAF ARGE – Sagunto (C. Valenciana-España),
- Áridos: Grava 4/7 caliza machacada – SOINVAL, el módulo granulométrico era 6.2. La dimensión máxima del árido está limitada por el recubrimiento a disponer entre la armadura longitudinal y el encofrado,
- Arena 0/4 caliza rodada lavada (Graveras Castellanas), el módulo granulométrico es 3.58,
- Adiciones: Fibras metálicas: Para hormigón normal se han utilizado fibras DRAMIX RC-65/35-BN, de esbeltez 63.63 y resistencia a tracción de 1100 MPa. Para hormigón de alta resistencia se han utilizado fibras DRAMIX RC-80/40-BP, de esbeltez 80 y resistencia a tracción de 2600 MPa. La cantidad utilizada para los dos tipos de hormigones, fue de 30 kg/m³ y 60 kg/m³,
- Se utilizó humo de sílice densificado FERROATLÁNTICA, para la fabricación del hormigón de alta resistencia,
- Aditivos: para hormigones convencionales con la adición de fibras metálicas y para hormigones de alta resistencia con o sin fibras metálicas, se han utilizado dos tipos de aditivos; un plastificante poli funcional a base de lignosulfatos de última generación: BASF Pozzolith 651N y un súper plastificante a base de éteres poli carboxílicos de última generación: BASF Glenium ACE31. Se puede

señalar que el hormigón de alta resistencia sin fibras metálicas posee una baja relación de *agua/cemento* de 0.32 después de añadida el agua y su aspecto es terroso, además de no mostrar cohesión; es por esa razón que se han utilizado los dos aditivos mencionados anteriormente.

En la Tabla 4.2 que se muestra a continuación, data las dosificaciones utilizadas por un metro cúbico de cada tipo de hormigón empleado.

Tabla 4.2 Dosificación de los hormigones utilizados en kg/m^3 .

| Descripción | Hormigón Tipo | Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras Metálicas | Humo de sílice | Plastificante Poozolith 651N | Superplastificante Glenium AC31 |
|-------------|---------------|---------|------|-------|-------|------------------|----------------|------------------------------|---------------------------------|
| NF | 1 | 348 | 220 | 1065 | 666 | - | - | - | - |
| | 2 | | | | | 30 | - | 1.22 (%) | 2.44 (%) |
| | 3 | | | | | 60 | - | 1.57 (%) | 3.13 (%) |
| HF | 1 | 427.5 | 180 | 705 | 890 | - | 50 | 4.27 (%) | 8.55 (%) |
| | 2 | | | | | 30 | 50 | 5.34 (%) | 10.69 (%) |
| | 3 | | | | | 60 | 50 | 6.41 (%) | 12.82 (%) |

4.2.2. Acero:

El acero utilizado se caracteriza por ser de calidad B 500 SD (EHE (2008) [46]) y de clase C (EC-2 (2004) [58]). Para el refuerzo longitudinal se han empleado barras con el diámetro de 8 y de 12 mm y para el armado transversal, barras con diámetro de 8 mm.

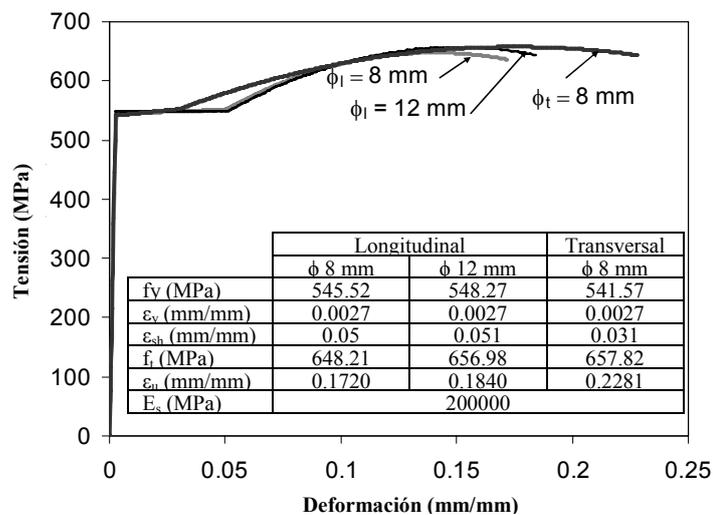


Figura 4.5 Tensión – Deformación del acero.

En la Figura 4.5, se muestran los resultados obtenidos de los ensayos de caracterización de las barras de acero utilizadas, según la norma UNE EN-10002-1:2002 [159]. En todos los casos, el módulo de deformación del acero ha sido de 200000 MPa según lo especifica esta normativa.

4.3. Diseño del ensayo

Los soportes fabricados en el programa experimental, representan la parte estructural de un edificio sometidos a una carga axial constante (N) y una carga oscilatoria lateral sísmica (F), (Figura 4.6; a, b y c).

El modelo propuesto a ensayar se basa en un entrepiso, específicamente en la unión de dos soportes conectados a un elemento rígido, definido en la literatura como “stub” y trata de simular las condiciones reales de una estructura; tanto en la capacidad resistente como de deformación (Figura 4.6, c).

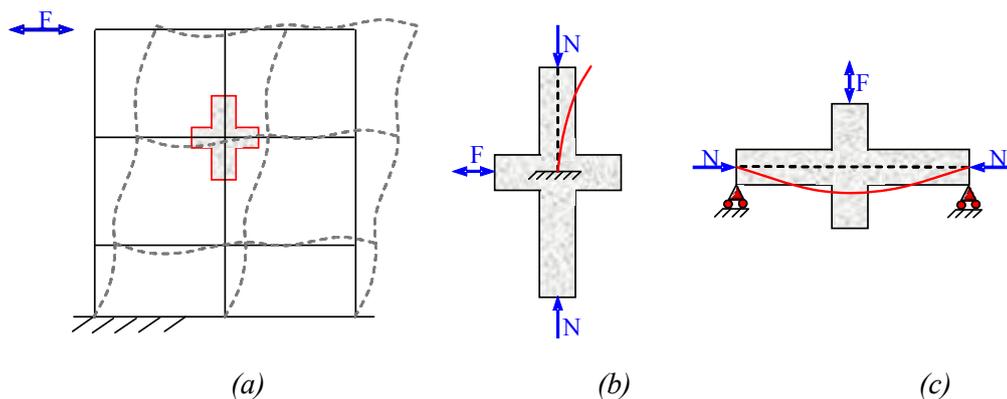


Figura 4.6 Modelo de ensayo: (a) pórtico estructural, (b) soporte aislado y (c) modelo del ensayo.

En la siguiente figura se muestra el modelo del soporte fabricado para cada uno de los ensayos realizados en la campaña experimental.

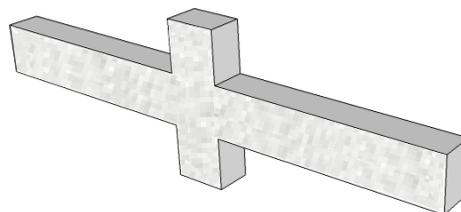


Figura 4.7 Soporte tridimensional sometido a prueba en el laboratorio.

Las consideraciones que se han tenido en cuenta en el diseño del ensayo experimental han sido:

- Desarrollar la mecánica del ensayo, iniciando con la instrumentación de todos los puntos claves de control y de medida, el ensayo en su fase de precarga como de desplazamiento impuesto, la obtención de los resultados del ensayo y por último retirar el soporte ensayado del laboratorio.
- Contemplar la posibilidad de ensayar soportes con distintos niveles para una carga axial constante y a su vez con una pre-carga lateral cíclica, utilizando un sistema de inversión de fuerza.
- Después de ensayar la fase de pre-carga cíclica, que el ensayo sea capaz de continuar con desplazamientos incrementales cíclicos hasta llegar a rotura del elemento.
- Llevar a cabo con la mayor precisión posible la velocidad tanto de carga aplicada como del desplazamiento impuesto para todos los soportes ensayados.
- Manejar un rango de tolerancia mínimo en cuanto a los datos de control aplicados como en las medidas obtenidas de cada ensayo realizado.
- Asegurar las articulaciones como condiciones de contorno aplicables al soporte en sus extremos.
- Predecir la zona más desfavorable en el elemento con el fin de orientar la instrumentación en las secciones convenientes.
- Medir las deformaciones producidas en la armadura longitudinal, además de las flechas para los niveles de carga aplicado, en los distintos puntos del soporte.
- Tras el ensayo se debe poder reproducir el comportamiento del soporte durante el ensayo.
- El montaje del ensayo debe requerir de la menor cantidad de recursos humanos y de materiales.
- Se debe garantizar la seguridad del ensayo.

El pórtico utilizado en los ensayos fue inicialmente diseñado en un proyecto del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia (Barrera (2012) [23]) (Figura 4.8.a). El mismo, permite ensayar soportes de distintas secciones sometidos a una carga axial constante y carga lateral monotónica, con el fin de evaluar la capacidad de deformación.

Sobre dicho pórtico, se realizaron algunas modificaciones para la adecuación de nuevos parámetros de estudio, tales como la sección transversal del soporte y la inversión de carga con el objetivo de realizar ensayos de carga cíclica.

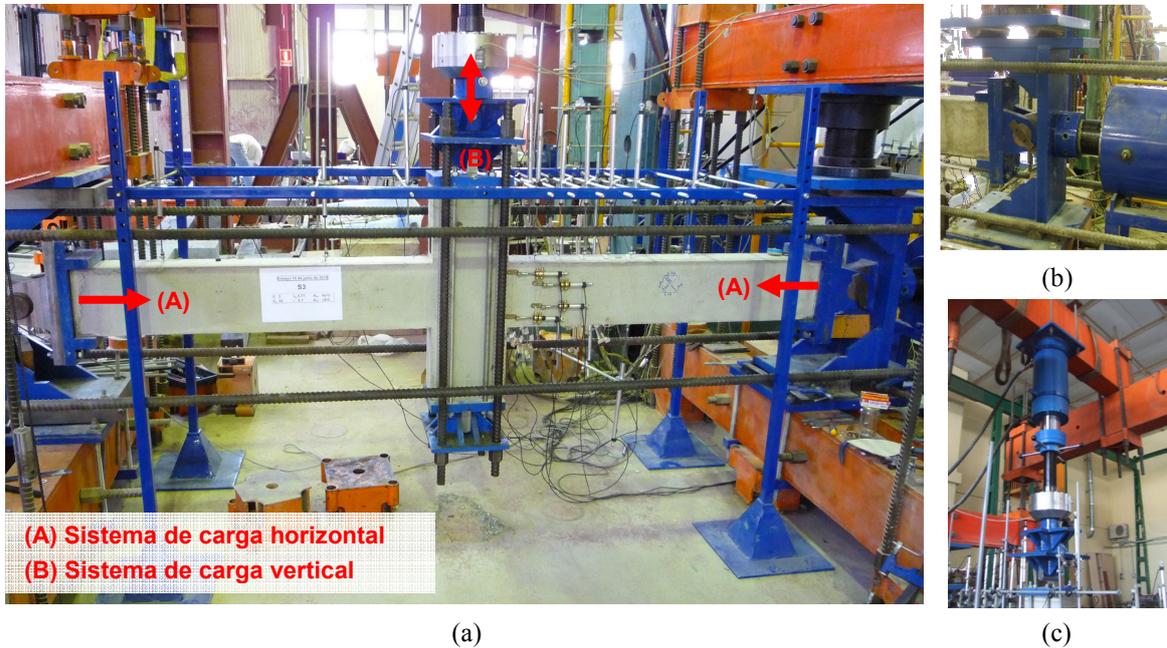


Figura 4.8 Pórtico utilizado para los ensayos de la campaña experimental: (a) Esquema del soporte preparado para el ensayo, (b) Dispositivo hidráulico para la aplicación de la carga axial y (c). Dispositivo hidráulico de doble efecto para la aplicación de la carga vertical.

Para la aplicación de la carga axial, el sistema está compuesto por dos placas internas que sujetan la probeta en sus extremos, dos placas externas que se adhieren a las placas internas mencionadas anteriormente y cuatro barras de acero con un diámetro 36 mm que van de un extremo a otro del soporte y están anclados a las placas que conectan a cada apoyo. En una de las placas externas está sujeta la célula de carga de 2000 kN y en la otra está sujeta a un actuador hidráulico horizontal de 2500 kN. Estas placas, tienen la función de permitir el giro libre de la probeta y garantizar que la carga se aplique sobre el eje central del soporte, funcionando como una rótula. Estas rótulas están apoyadas sobre una placa con rodillos, que permite el desplazamiento horizontal (Figura 4.8 (b)).

El sistema de carga vertical está sujeto a un pórtico auxiliar, que transmite las cargas verticales a la losa de ensayo del laboratorio. La carga vertical se aplica a la probeta mediante un actuador hidráulico de doble efecto de 500 kN. Entre el soporte de ensayo y el actuador hidráulico se ha colocado una célula de carga de 500 kN (Figura 4.8 (c)).

La armadura longitudinal del soporte ha sido soldada en cada extremo a un perfil metálico UPN que se fija al sistema de apoyo de la rótula mediante cuatro tornillos embebidos. El sistema de placas adoptado en la aplicación de la carga horizontal, consiste en perfiles diseñados para acoplar el soporte en los extremos (Figura 4.9).

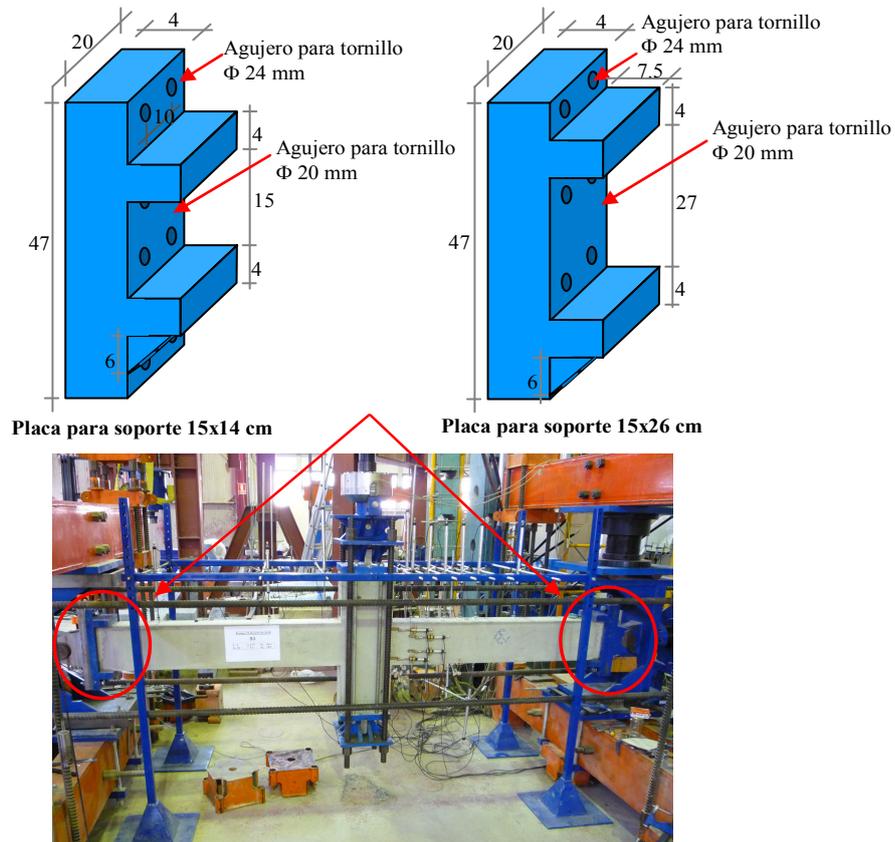


Figura 4.9 Detalle de las placas que van ancladas en ambos apoyos articulados, para los soportes de sección 15x14 cm y para los de sección 15x26 cm.

Una vez visto el diseño del ensayo, a continuación se describe el proceso del mismo, teniendo en cuenta cada etapa desde la preparación de la armadura hasta la finalización de cada ensayo experimental.

4.3.1. Procedimiento de ensayo

Comprende las distintas fases como se muestra a continuación:

- Preparación de la armadura (soldadura de los UPN y colocación de galgas extensiométricas en las barras de refuerzo longitudinal sobre las secciones establecidas que se especificarán mas adelante).
- Preparación del encofrado (engrasar y colocar la armadura preparada con el recubrimiento requerido en cada sección del soporte);
- Hormigonado del soporte y de las probetas de control cilíndricas y prismáticas (se ha establecido un orden de vaciado desde un extremo a otro del soporte con el fin de que una amasada cubra en su totalidad la zona crítica de estudio).
- Desmoldeo del soporte y de las probetas control.
- Colocación del soporte en el pórtico de ensayo, con el ajuste de sus extremos al sistema de apoyo.
- Instrumentación correspondiente a la instalación y conexión del sistema de control y medida.
- Rotura de las probetas de control cilíndricas para compresión y prismáticas para flexo-compresión.
- Configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos.
- Inicio del ensayo con la aplicación de la carga axial constante, seguido de la precarga lateral cíclica y posteriormente con el desplazamiento impuesto por incrementos.
- Finalización del ensayo hasta llegar a rotura.
- Guardar las observaciones, datos de control y medidas obtenidas sobre el comportamiento del soporte ensayado.

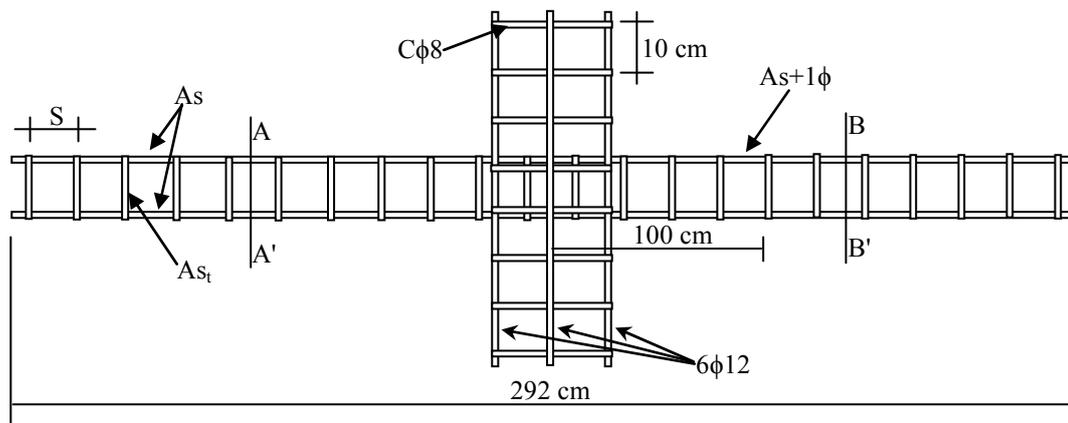
A continuación, se enumeran de forma consecutiva las operaciones que componen cada una de las etapas mencionadas.

4.3.1.1. Preparación de la armadura

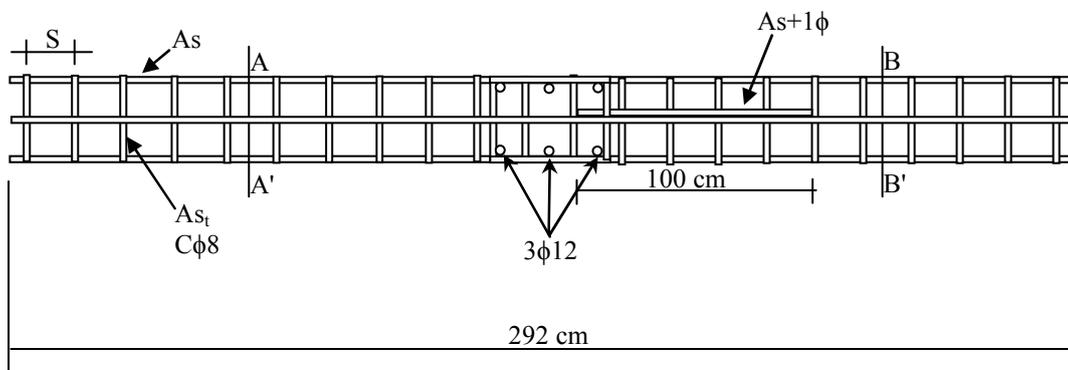
En la Figura 4.10 se muestra el esquema general (vista frontal (a) y vista de perfil (b)) del armado utilizado para todos los soportes fabricados en el laboratorio. Existen dos tipos de armadura, para la sección 15x14 cm y otra para la sección 15x26 cm.

El detalle del armado utilizado en la campaña experimental correspondiente a las dos secciones transversales:

- El armado para la sección 15x14 cm, consta de 6 barras de acero corrugado longitudinales de 8 mm de diámetro; y para el armado transversal, estribos de 8 mm de diámetro, espaciados cada 7 cm (Figura 4.10(a)).
- En la sección 15x26 cm, el armado está formado de 6 barras de acero corrugado longitudinales de 12 mm de diámetro y el acero transversal consta de barras de 8 mm de diámetro espaciados a 5, 10 y 60 cm, para el soporte que corresponda (Figura 4.10(b)).



(a)



(b)

Figura 4.10 Esquema general de la armadura utilizada para todos los soportes fabricados. (a) Vista frontal y (b) Vista de perfil.

Se ha dispuesto de una barra longitudinal adicional, tanto en el lado comprimido como en el traccionado de la sección, con una longitud superior a la posible longitud potencial de plastificación. Este detalle se usa para todos los soportes fabricados, con el fin de garantizar que uno de los lados sea el primero en alcanzar el agotamiento de la probeta.

En la Figura 4.11, se muestra el detalle transversal de la configuración del armado para los dos tipos de secciones utilizados en el estudio.

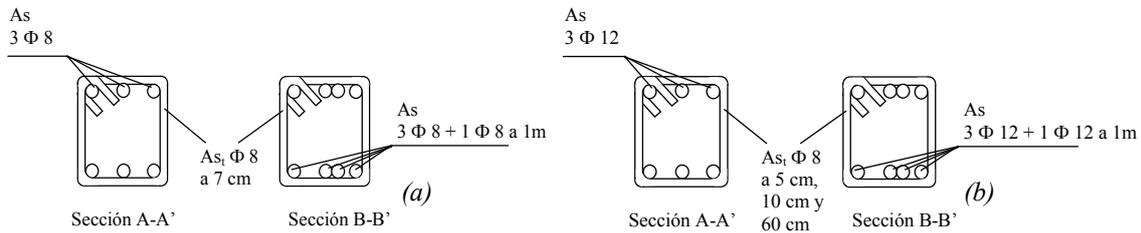


Figura 4.11 Sección transversal del armado utilizado para los soportes de ensayo: (a) para la sección 15 x 14 cm; (b) para la sección 15 x 26 cm.

Una vez especificado el armado utilizado en la campaña experimental, la preparación se empieza marcando las barras longitudinales a la distancia que corresponde con las secciones que serán instrumentadas con las bandas extensiométricas, encargadas de medir la deformación; para la sección 15x14 cm y para la sección 15x26 cm. En la Figura 4.13 indica con un punto rojo la disposición de las bandas extensiométricas en la sección transversal y longitudinal del soporte. Cabe señalar que la instrumentación de estas bandas se realiza en la zona carente de la barra longitudinal adicional, ya que es la zona donde se producirá la rótula plástica.

Una vez marcada la sección, se procede a retirar las barras longitudinales del armado, luego con la ayuda de una radial se quita la corruga y se lija en la zona de los puntos medidos. Después se vuelven a colocar en su posición original dichas barras.

En los extremos se sueldan perfiles auxiliares que tienen la función de garantizar la planicidad en los extremos del soporte, de tal manera que la distribución de carga axial sea uniforme en toda la sección transversal. Estos perfiles UPN varían para la sección de 15x14 cm y de la sección 15x26 cm (Figura 4.12).

Se ha previsto que los perfiles lleven 4 tornillos colocados de manera simétrica, ya que sirven para sujetar el soporte a las placas que forman la rótula; y así asegurar la estabilidad del soporte.

Por otro lado, la caracterización de las rótulas plásticas depende directamente de la distribución de curvaturas a lo largo del soporte; para los ensayos, las curvaturas son obtenidas experimentalmente a partir de las deformaciones en la armadura traccionada y comprimida para la misma sección. Por lo tanto se han dispuesto galgas extensiométricas en 8 secciones y en uno de los lados de la probeta. Dichas galgas extensiométricas se localizan en la barra central, tanto en la armadura comprimida como traccionada (Figura 4.13).

Las galgas extensiométricas dispuestas en las barras de acero son del tipo K-LY41-50/120-3-0,5M de HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik). Es importante indicar, que la zona donde se encuentran las bandas extensiométricas, se caracteriza por tener una longitud superior a 2 veces el canto de la pieza. En los soportes de sección 15x14 cm se utilizaron un total de 20 bandas extensiométricas para cada soporte y en las de secciones de 15x26 cm se utilizaron 22.

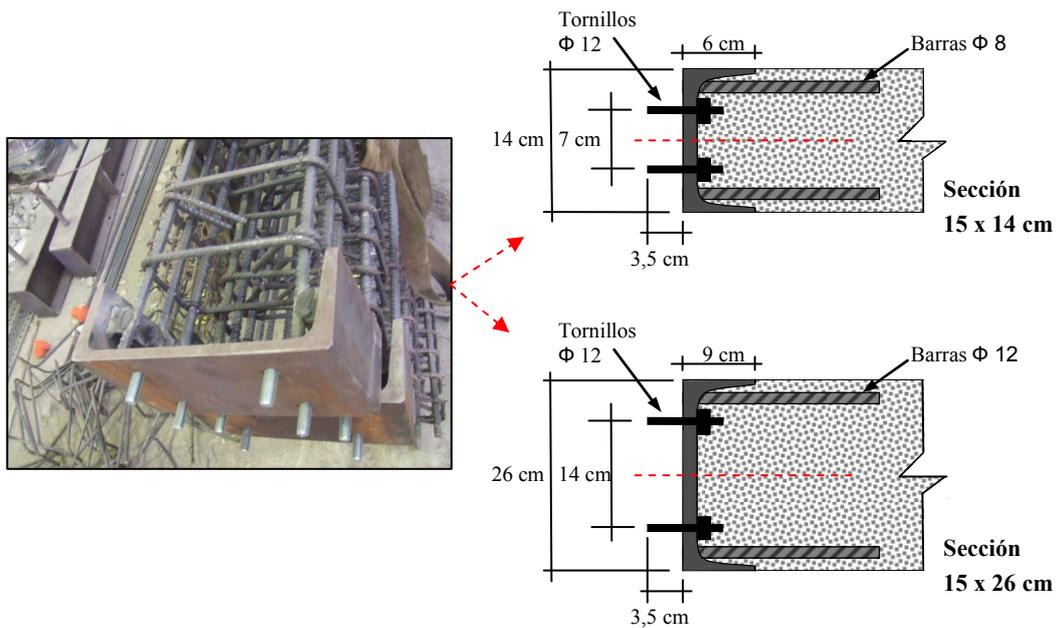


Figura 4.12 Perfil UPN soldado en el extremo del soporte, y los detalles del mismo para cada sección transversal utilizada.

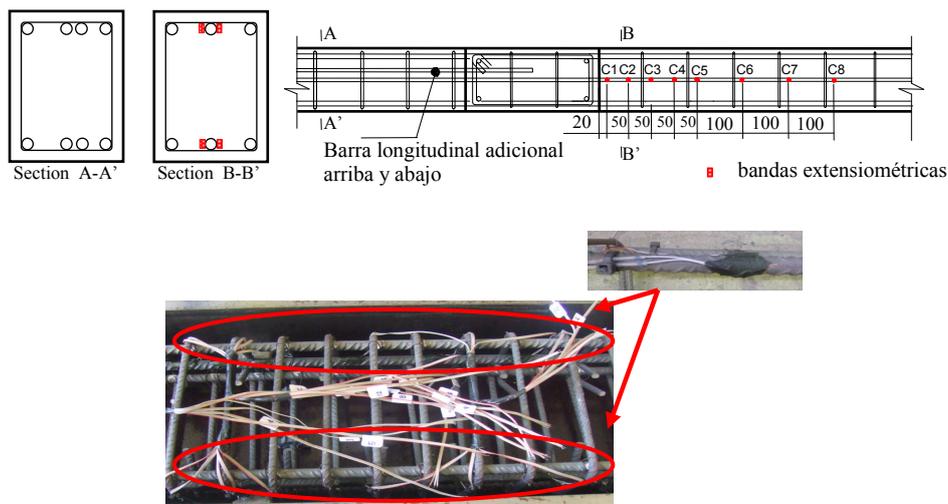


Figura 4.13 Disposición de las galgas extensiométricos (unidades: mm).

Para el pegado de cada una de las bandas extensiométricas se debe seguir un procedimiento que consiste en los siguientes pasos:

- Eliminar las corrugas en la región en que se va adherir la banda extensiométrica con el uso de una sierra de disco (comercial), en una longitud aproximadamente de 15 mm.
- Alisar la zona con una lima para evitar las imperfecciones.
- Limpiar la zona limada con acetona para una correcta adhesión del pegamento suministrado por el fabricante.
- Manipular con cuidado las bandas extensiométricas para evitar el contacto con la porción adherida a la barra mediante la protección con cinta adhesiva.
- Aplicar una pequeña cantidad de pegamento sobre la banda extensiométrica y colocarla sobre la superficie alisada en la misma dirección de la barra longitudinal, teniendo el cuidado de centrar la banda con las marcas hechas anteriormente, para definir cada sección instrumentada.
- Presionar la banda por unos instantes hasta que la intensidad del pegado permita retirar la cinta adhesiva, sin que la banda se despegue.
- Aplicar una masilla protectora suministrada por el fabricante sobre las bandas extensiométricas para protegerlas de las agresiones que puedan sufrir durante el transporte de la ferralla y el hormigonado del soporte.
- Atar los cables de las dos bandas extensiométricas de cada barra con abrazaderas de plástico para evitar posibles tirones durante el transporte de la ferralla y el hormigonado de la pieza.
- Etiquetar cada banda extensiométrica para facilitar la identificación de las mismas tras el hormigonado y en el momento de ensayar el soporte.

Una vez pegadas todas las bandas extensiométricas, se disponen los separadores para asegurar que la armadura esté en la posición correcta y que cumple con la medida del recubrimiento geométrico que va a tener el soporte.

4.3.1.2. Preparación del encofrado

Después de la preparación de la armadura, se procede a la disposición del encofrado para el hormigonado de la pieza (Figura 4.14). Se ha fabricado un encofrado compuesto por una mesa vibrante y por piezas conectadas entre sí, que van adheridas con tornillos a la misma. La mesa dispone de distintas medidas para el ajuste de las piezas, con la finalidad de fabricar soportes para cada sección transversal utilizada en este estudio.



Figura 4.14 Mesa del encofrado utilizado para la fabricación de los soportes.

Antes de colocar la armadura en el encofrado, se debe aplicar una capa de desencofrante en cada pieza del encofrado para facilitar a posteriori el desmoldeo de los soportes. Una vez aplicada esta capa de desencofrante, se arma el encofrado con las dimensiones adecuadas a la sección transversal, según corresponda (15x14 cm ó 15x26 cm).

Cuando la ferralla ya está puesta en el encofrado, se coloca un gato de presión en los extremos de la pieza, para garantizar de esta manera, la correcta dimensión de la sección del soporte y evitar también la pérdida de hormigón durante el vaciado (Figura 4.15).



Figura 4.15 Armadura en el encofrado auto-vibrante preparado para el hormigonado.

Con las operaciones descritas hasta el momento, la pieza se encuentra en condiciones de ser hormigonada.

4.3.1.3. Hormigonado del soporte y de las probetas de control

En esta etapa se pueden distinguir 5 fases distintas; como la preparación de los materiales, el amasado de los mismos, la colocación del hormigón fresco en el encofrado, el vibrado, compactación y curado; y la fabricación de las probetas de control (cilíndricas y prismáticas). A continuación se describen cada una de estas fases.

4.3.1.3.a Preparación de los materiales

En esta fase se pesan los materiales utilizados: la arena, la grava, el agua y el cemento (Figura 4.16a). Además de las adiciones de fibras metálicas, el humo de sílice y aditivos, dependiendo del tipo de hormigón a fabricar.

La arena y la grava se conservan en una habitación cerrada y controlada bajo condiciones estables de humedad y temperatura.

Por otra parte, con el volumen de la amasada sin ajustar la humedad, se obtiene un aproximado del peso de los materiales necesarios; de tal manera que, el peso de la arena es extraída, mezclada mediante una amasadora y protegida por plástico, luego de haber tomado una pequeña muestra. Tal muestra, se utiliza para calcular el porcentaje de humedad obtenido mediante el secado al horno a 100°C, durante 24h; y se determina por la diferencia de pesos (muestra original y muestra seca).

Con la humedad determinada, se procede a la corrección del peso de agua y arena que corresponde a la dosificación; de manera que, la relación entre la cantidad de agua y cemento sea 0.63 para el hormigón convencional y 0.42 para hormigón de alta resistencia.



(a)



(b)

Figura 4.16 (a) Materiales separados para la fabricación del hormigón. (b) Amasadora de eje vertical.

4.3.1.3.b Amasado de los materiales:

Para mezclar los materiales utilizados en la fabricación del hormigón de cada soporte, se utiliza una amasadora de eje vertical de 120 litros de capacidad (Figura 4.16b), de los cuales como máximo se pueden aprovechar aproximadamente 90 litros para garantizar una buena homogeneidad de la mezcla. Por cada soporte se realizan 3 amasadas de 85 litros cada una, haciendo un total de 255 litros; de los cuales se han fabricado 2 probetas cilíndricas de control de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto y adicional 1 probeta prismática de control 15x15x60 cm.

Una vez pesado el material, se procedió al vertido del mismo en la amasadora. En todos los ensayos se conservó idéntico orden consistente en: vertido de la arena y de la grava; tras 2 minutos, vertido del cemento; pasado 1 minuto del anterior, se agregó el humo de sílice (para los ensayos de hormigón de alta resistencia); luego del minuto anterior, se procedió a la adición controlada de agua durante 1 minuto; después de 2 minutos adicionales, se realizó el vertido de aditivos (para hormigones de fibras metálicas y/o alta resistencia); tras 1 minuto, se vertieron las fibras metálicas (para los casos de caso de fabricación de hormigón convencional con fibras metálicas y hormigón de alta resistencia con fibras metálicas) y por último, se mantuvo una espera de 7 minutos, para facilitar el correcto mezclado de materiales y homogeneizado del hormigón.

4.3.1.3.c Vertido, vibración y compactación del hormigón

Una vez terminada la mezcla, se procede al vertido del hormigón en el encofrado auto-vibrante. El hormigón de alta resistencia tiene la propiedad de ser tixotrópico, es decir, en estado de reposo es especialmente consistente, y la masa se endurece de tal manera que su trabajabilidad se hace muy difícil, sin embargo, frente a movimientos impuestos, la estructura del mismo se desordena resultando fluido otra vez. Con la finalidad de que el hormigón se mantenga en continuo movimiento, aprovechando su propiedad tixotrópica, se utilizó una mesa vibrante que impone el vibrado externo de la pieza. Adicionalmente, se recomienda que el vibrado del hormigón fabricado con fibras metálicas, sea externo, ya que si se vibra con aguja las fibras buscarán las ondas de vibración y se alinearán con respecto a él.

La primera amasada se vierte en la zona del lado no instrumentado y se accionan los rotores de la mesa de vibración y compactación. Simultáneamente, se fabrican las probetas de control, tanto las cilíndricas como las prismáticas; ambas también se colocan a un lado sobre la mesa vibrante para ser vibrado y compactado. Con este

procedimiento, se ha logrado que el hormigón de las probetas de control, es similar al del soporte.

Una vez terminada la fabricación de las probetas de control (2 cilíndricas y 1 prismática) (Figura 4.17a), se procede a limpiar la amasadora para la realización de la segunda amasada y se prosigue con los mismos pasos mencionados anteriormente para la primera amasada. En este caso, la segunda amasada corresponde con la colocación del hormigón en la zona de las bandas extensiométricas. Y luego la tercera amasada corresponde con la zona del rigidizador y el extremo del lado instrumentado.

Para facilitar el posterior desmoldeo e izado del soporte, con el hormigón aún en estado fresco, se colocan dos (2) agarraderas, cada una en la mitad de los lados que conforman el soporte. Una vez puestas las agarraderas metálicas, con una llana metálica, se quita el exceso de hormigón en la cara expuesta del encofrado, para dar un mejor acabado (Figura 4.17b).



(a)

(b)

Figura 4.17 (a) Fabricación de las probetas de control (cilíndricas y prismáticas); (b) Fabricación del soporte con el hormigón fresco.

Con el soporte hormigonado se debe extremar el curado en las horas siguientes de su fabricación, ya que el gran contenido de cemento genera un elevado calor de hidratación que ocasiona la pérdida de agua de la mezcla. Para favorecer el curado, se procede a cubrir el hormigón fresco con un plástico ya que así aporta una atmósfera húmeda con pequeñas gotas de agua sobre las cara interior de dicho plástico (Figura 4.18a y Figura 4.18b).

Las probetas de control se guardan en una cámara húmeda bajo condiciones de temperatura y humedad constantes (Figura 4.19). Por otro lado, investigaciones anteriores (Barrera (2012) [23]) se constató que no hay significativas variaciones en la resistencia a compresión a los 28 días si estas eran conservadas en cámara húmeda o permanecían simplemente en condiciones no controladas, al mantenerse junto al mismo soporte fabricado.



(a)

(b)

Figura 4.18 (a) Soporte recién hormigonado cubierto con plástico. (b) Probetas de control recién fabricadas, etiquetadas y cubiertas con plástico.



Figura 4.19 Cámara húmeda donde se guardan las probetas de control por 28 días.

4.3.1.3.d Desmoldeo

Pasadas 24 horas desde la fabricación del soporte, el hormigón ya tiene la resistencia suficiente para desmoldearse. Como las paredes del encofrado son desmontables, se puede izar el pilar con la ayuda del puente grúa, utilizando las agarraderas metálicas dispuestas en el soporte tras el hormigonado. Una vez desmoldeado, se almacena el soporte durante 28 días, hasta su preparación para ser ensayado. En la Figura 4.20, 4.21 y 4.22, se muestra el esquema de preparación del soporte de ensayo, iniciando con la preparación de los materiales hasta el desencofrado.

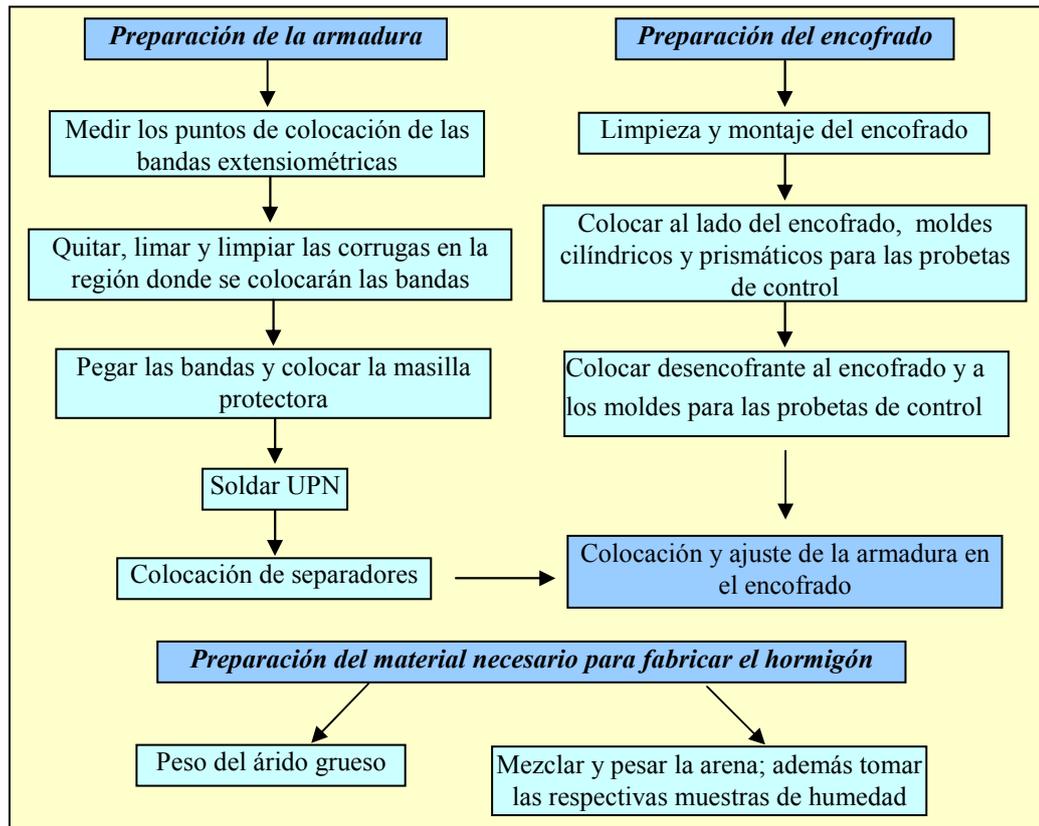


Figura 4.20 Proceso de fabricación del soporte de ensayo-Día 1.

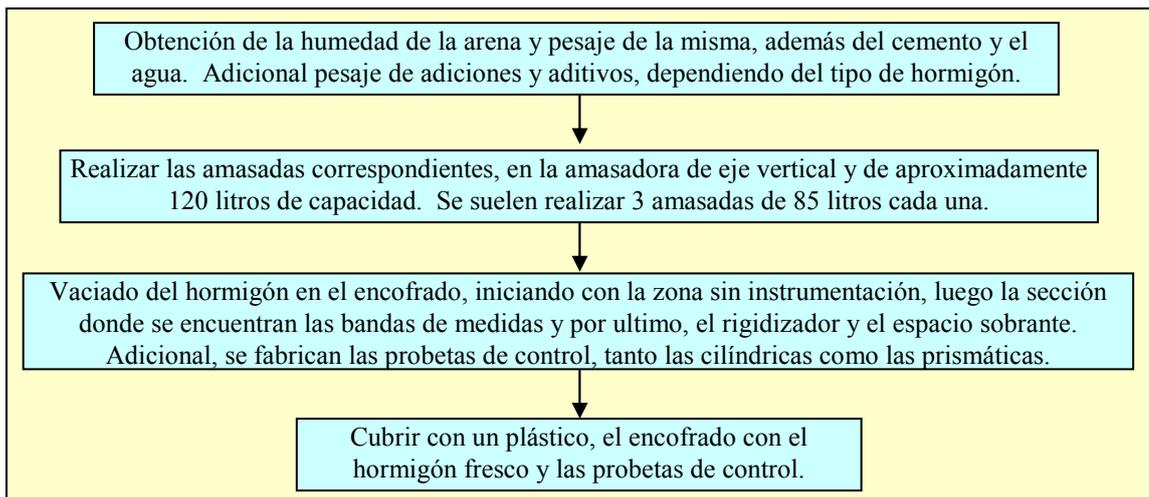


Figura 4.21 Proceso de fabricación del soporte-Día 2.

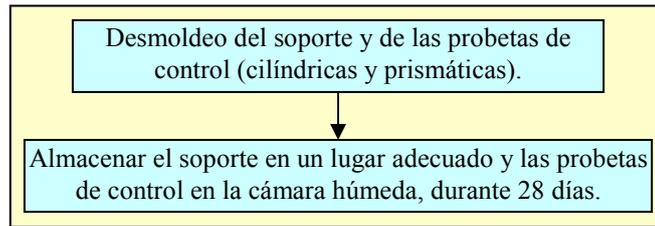


Figura 4.22 Proceso de fabricación del soporte-Día 3.

4.3.1.4. Preparación del soporte a ser ensayado

4.3.1.4.a Instrumentación

Cada soporte se coloca en el pórtico de ensayo previamente con las placas que van adheridas a las rótulas de los extremos (Figura 4.23a y 4.23b). Tras ello, se procede a la preparación de las punteras y la colocación de los conectores de las bandas extensiométricas, conectadas a su vez al sistema informático de medida (Figura 4.23c). Adicionalmente se abren los orificios, se fijan los imanes y escuadras metálicas; para la colocación de los captadores de desplazamiento vertical (Figura 4.23d).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.23 (a) Colocación de las placas en los extremos del soporte, (b) Colocación del soporte al pórtico de ensayo, (c) Colocación de los captadores de desplazamiento y (d) Preparación de las conexiones de las bandas extensiométricas que van instrumentadas en las barras de acero longitudinal de cada probeta.

Se han dispuesto 16 captadores de desplazamiento a lo largo del soporte, con el fin de obtener las medidas de los desplazamientos en los puntos determinados y por ende evaluar los efectos de segundo orden (efecto $P-\Delta$).

Como se observa en las siguientes figuras, los captadores 1 al 10 tienen la finalidad de registrar los movimientos verticales de la probeta (Figura 4.24). El giro del elemento central se obtiene a partir de los registros de los captadores 7 y 8. El captador número 12 registra el posible desplazamiento transversal de la probeta debido a posibles imperfecciones geométricas o a la inestabilidad lateral de la misma. Los captadores 13 al 16 (Figura 4.25), tienen la finalidad de registrar indirectamente la curvatura media de la sección.

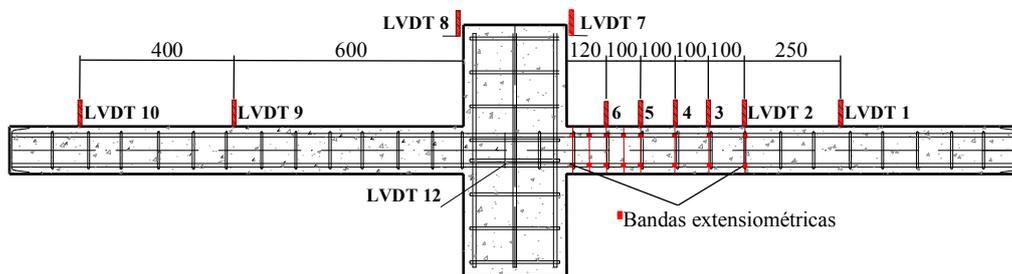


Figura 4.24 Disposición de captadores de desplazamiento verticales (unidades: mm).

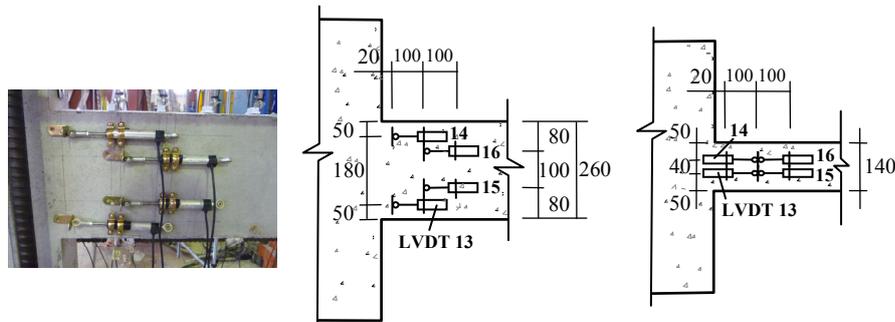


Figura 4.25 Disposición de captadores de desplazamiento horizontales para 15x26 y 15x14 respectivamente (unidades: mm).

Por último, se realizan videos para cada uno de los ensayos, con el fin obtener desplazamientos en diferentes puntos específicos del soporte. En la Figura 4.26 se muestra a modo de ejemplo, la manera en que se dibuja sobre el soporte, un detalle de medida para guardar la escala de la foto. El mismo nos sirve para obtener la medida a tiempo real de cada ensayo realizado.



Figura 4.26 Detalle de medida en el soporte.

Con toda la instrumentación conectada al sistema de adquisición de datos (Figura 4.27), se procede a la rotura de las probetas de control para obtener los resultados correspondientes. Tales datos, servirán para configurar el programa utilizado en el laboratorio como datos importantes de control aplicados para cada uno de los ensayos experimentales.



Figura 4.27 Soporte posicionado en el pórtico de ensayo con toda la instrumentación conectada.

4.3.1.4.b Rotura de las probetas de control

Como se ha mencionado anteriormente, se ensayan las probetas control con el fin de caracterizar la resistencia a compresión y a flexotracción del hormigón empleado en la fabricación del soporte, como se detalla a continuación.

- Ensayo de las probetas de control cilíndricas:

Antes de empezar el ensayo de las probetas de control, se debe garantizar que ambas caras de la probeta donde se aplica la carga mediante la prensa hidráulica; estén paralelas entre sí y sin ningún tipo de irregularidad. La cara inferior de cada probeta, que permanece en contacto con el molde durante la fabricación, posee tales características. En la cara superior, que queda expuesta tras la fabricación de la probeta, es necesario uniformizar la superficie para garantizar su paralelismo con la cara inferior. Con este fin se coloca una fina capa de mezcla comercial de azufre, para refrentar sobre dicha cara, según lo especificado por la normativa UNE-EN 12390-2 (2000) [160] (Figura 4.28a).



(a)



(b)

Figura 4.28 (a) Equipo para refrentar las probetas cilíndricas: al fondo el horno de 150 °C y al frente el plato de molde para fabricar la capa de azufre; (b) Probeta de control posicionada en la prensa hidráulica para ser ensayada.

En las probetas fabricadas con hormigón de alta resistencia, se recomienda refrentarlas un día antes del ensayo, para que la mezcla de azufre adquiera una resistencia suficiente para soportar las tensiones aplicadas por la prensa hidráulica (Barrera (2012) [23]).

Para hormigones de alta resistencia, la rotura de las probetas de control resulta ser muy explosiva debido a la poca ductilidad; por motivos de seguridad, la probeta es ensayada dentro de una caja de malla metálica. También se colocan pantallas de metacrilato alrededor de la prensa, a efectos de protección de los equipos y personal presente ante el posible desprendimiento de trozos de hormigón durante la rotura.

Una vez ensayadas las probetas de control cilíndricas (Figura 4.28b), se procede con el ensayo de las probetas de control prismáticas.

- Ensayo de las probetas de control prismáticas UNE-EN 14651:2007[161]:

Antes de dar inicio al ensayo, las probetas se tienen que medir y desarrollar un corte transversal en una de las caras sin ningún tipo de irregularidad (Figura 4.29) y se realiza a 1/6 del canto de la pieza. Se debe garantizar que los lados donde se aplica la carga y se mide el corte transversal sean los mismos lados que estaban en contacto con las paredes del molde al momento de haberlas fabricado.

El corte transversal estará en contacto con un captador de desplazamiento que medirá la abertura de la fisura; de manera que la carga vertical se aplica en el lado contrario de la probeta (Figura 4.30).

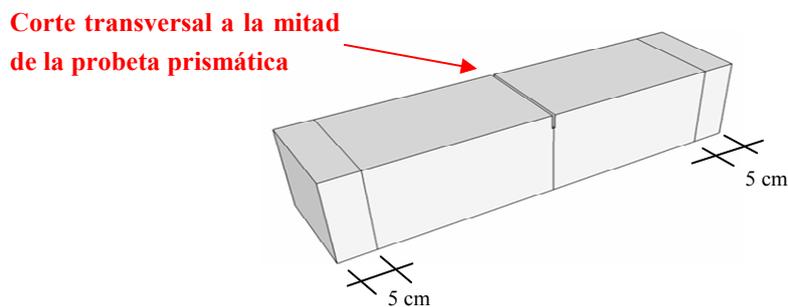


Figura 4.29 Esquema tridimensional de la probeta prismática.

Como se ha visto en la figura anterior, la pieza presenta una medida desde el borde de 5 cm, dibujada para todas las aristas con el fin de garantizar la correcta posición de los apoyos en los que se colocará dicha probeta.

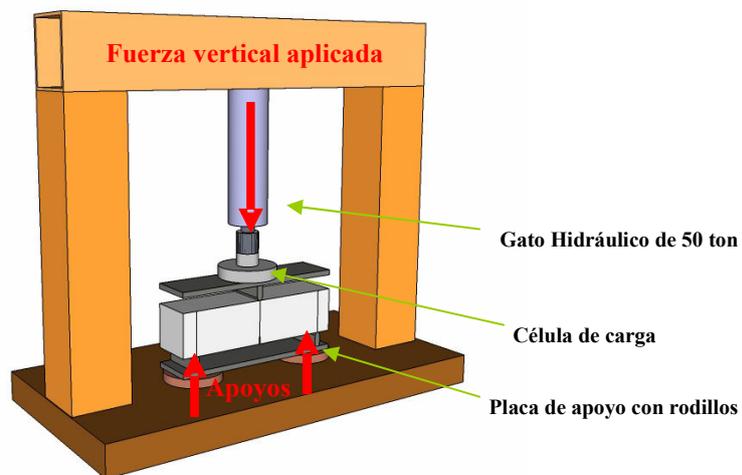


Figura 4.30 Esquema tridimensional del pórtico de ensayo de flexotracción.

El pórtico donde fueron realizados los ensayos, está equipado con un gato hidráulico de 50 kN y una célula de carga ubicado en la parte superior para medir la fuerza aplicada. Sobre la probeta se coloca una placa con rodillo, la cual tiene como función aplicar la fuerza central y puntual sobre la pieza. La misma está conectada por debajo de la célula de carga (Figura 4.30).

En la Figura 4.31, muestra un esquema general de uno de los ensayos a flexotracción realizados en el laboratorio. Obsérvese, que, la abertura de la fisura (mostrada en el círculo rojo), es registrada mediante un captador de desplazamiento cuyo rango de lectura es de 25 mm. El captador de desplazamiento está colocado en la parte inferior de la probeta mediante abrazaderas que lo sujetan y una placa metálica que hace de tope para medir a tiempo real la abertura de fisura a medida que se aplica la carga vertical que es controlada. Las probetas de flexotracción son ensayadas, según la norma UNE-EN 14651:2007[161].

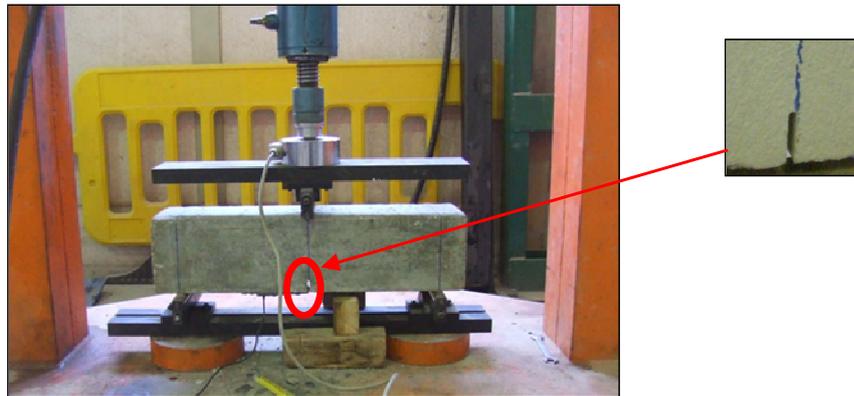


Figura 4.31 Esquema de probeta preparada para ensayo de flexotracción.

Por otra parte, en las Figuras 4.32 y 4.33, se muestran las gráficas de flexotracción obtenidas de los ensayos de control realizados para cada soporte. En la primera y segunda gráfica se muestra el esquema realizado para 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 de fibras metálicas respectivamente.

Para cada soporte fabricado se han realizado los ensayos de flexotracción, correspondientes con el número de amasadas realizadas. Es decir, hay soportes que constan de dos o de tres ensayos a flexotracción. Los soportes de sección $15\text{cm} \times 14\text{cm}$ que han sido fabricados con dos amasadas, se sometieron a dos ensayos a flexotracción y los de sección $15\text{cm} \times 26\text{cm}$ que cumplen con tres amasadas, corresponden con 3 ensayos a flexotracción.

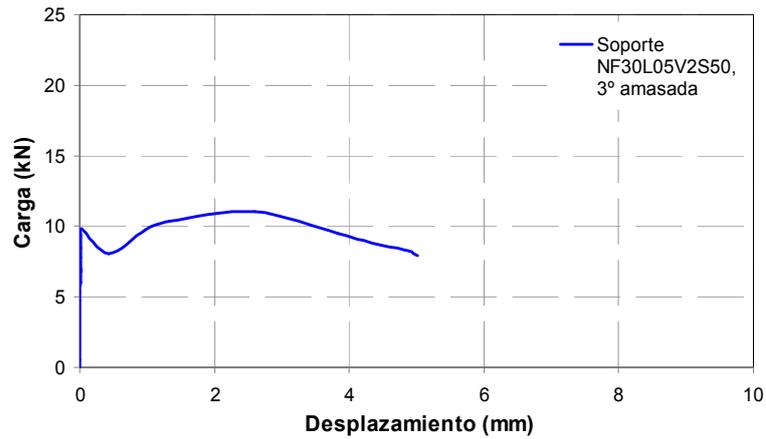


Figura 4.32 Gráfica de flexotracción con fibras 30 kg/m³.

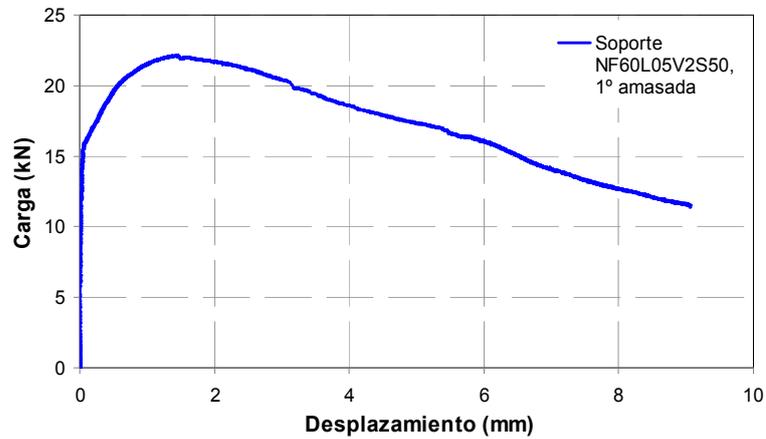


Figura 4.33 Gráfica de flexotracción con fibras 60 kg/m³.

En la tabla 4.3, se muestran los resultados obtenidos de los ensayos a flexotracción, acompañados de la resistencia a compresión, tanto para hormigón convencional como de alta resistencia (NF y HF) y con la adición de fibras metálicas. Estos resultados, se ha calculado en base a lo que especifica la norma UNE-EN 14651:2007[161] y la normativa española EHE (2008) [46].

Tabla 4.3 Resultados de probetas control para flexotracción y compresión simple para cada soporte.

| Id | Espécimen | fc (MPa) | fR,L (MPa) | fR,1 (MPa) | fR,2 (MPa) | fR,3 (MPa) | fR,4 (MPa) | |
|-----|---------------|----------|------------|------------|------------|------------|------------|--|
| N1 | NF00L05V2S100 | 33.57 | - | | | | | |
| N2 | NF00L05V2S50 | 29.68 | | | | | | |
| N3 | NF00L05V1S50 | 29.18 | | | | | | |
| N4 | NF00L10V2S70 | 30.63 | | | | | | |
| N5 | NF00L05V3S50 | 30.40 | | | | | | |
| N6 | NF00L10V3S70 | 32.68 | | | | | | |
| N7 | NF30L05V2S100 | 33.37 | 2.89 | 2.89 | 2.90 | 2.91 | 2.91 | |
| N8 | NF30L05V2S50 | 38.00 | 3.03 | 2.88 | 3.39 | 3.48 | 3.06 | |
| N9 | NF60L05V2S100 | 33.65 | 4.41 | 6.51 | 7.24 | 7.18 | 6.37 | |
| N10 | NF60L05V2S50 | 29.52 | 4.96 | 6.27 | 7.02 | 6.77 | 6.19 | |
| N11 | NF60L05V2S600 | 32.12 | 4.35 | 6.59 | 7.80 | 7.46 | 6.58 | |
| N12 | NF60L10V2S70 | 30.35 | 4.45 | 6.74 | 8.10 | 7.52 | 6.69 | |
| N13 | NF60L10V1S70 | 30.78 | 5.00 | 7.79 | 8.78 | 7.97 | 7.02 | |
| N14 | NF60L05V1S50 | 32.43 | 4.39 | 7.30 | 8.83 | 8.15 | 6.97 | |
| N15 | HF00L05V2S100 | 64.06 | - | | | | | |
| N16 | HF00L05V2S50 | 71.73 | | | | | | |
| N17 | HF00L05V1S50 | 71.42 | | | | | | |
| N18 | HF00L10V1S70 | 70.45 | | | | | | |
| N19 | HF00L10V2S70 | 65.48 | | | | | | |
| N20 | HF30L05V2S600 | 75.63 | 4.41 | 5.20 | 7.66 | 7.15 | 5.87 | |
| N21 | HF60L05V2S100 | 75.47 | 5.20 | 9.59 | 11.86 | 10.01 | 8.11 | |
| N22 | HF60L05V2S50 | 79.17 | 6.99 | 11.29 | 12.89 | 11.42 | 10.20 | |
| N23 | HF60L05V2S600 | 75.08 | 5.00 | 12.53 | 14.64 | 12.52 | 11.28 | |
| N24 | HF60L05V1S50 | 81.10 | 5.75 | 11.05 | 15.11 | 14.46 | 11.50 | |
| N25 | HF60L10V1S70 | 79.25 | 5.92 | 12.21 | 14.27 | 13.61 | 12.24 | |
| N26 | HF60L10V2S70 | 79.05 | 5.20 | 9.41 | 10.49 | 9.25 | 7.08 | |

Una vez ensayadas todas las probetas de control, se procede a la configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos para el inicio del ensayo del soporte.

En la tabla 4.4 se muestra en resumen, el promedio de la resistencia a compresión del hormigón y de la resistencia residual de los ensayos a flexotracción, para cada tipo de hormigón utilizado durante la campaña experimental.

Tabla 4.4 Resultado promedio de la resistencia a compresión del hormigón y de la resistencia residual a flexotracción.

| Tipo de Hormigón | | Hormigón convencional | | | Hormigón de alta resistencia | | |
|----------------------|----------------------|-----------------------|-------|-------|------------------------------|-------|-------|
| Fibras | (kg/m ³) | 0 | 30 | 60 | 0 | 30 | 60 |
| f _c (MPa) | Prom. | 31.02 | 35.68 | 31.47 | 68.63 | 75.63 | 78.19 |
| | C.V. | 0.06 | 0.09 | 0.05 | 0.05 | -* | 0.03 |
| f _{R,L} | Prom. | - | 2.96 | 4.59 | - | 4.41 | 5.68 |
| | C.V. | - | 0.03 | 0.07 | - | -* | 0.13 |
| f _{R,1} | Prom. | - | 2.89 | 6.87 | - | 5.20 | 11.01 |
| | C.V. | - | 0.00 | 0.08 | - | -* | 0.12 |
| f _{R,2} | Prom. | - | 3.15 | 7.96 | - | 7.66 | 13.21 |
| | C.V. | - | 0.11 | 0.10 | - | -* | 0.14 |
| f _{R,3} | Prom. | - | 3.19 | 7.51 | - | 7.15 | 11.88 |
| | C.V. | - | 0.13 | 0.07 | - | -* | 0.17 |
| f _{R,4} | Prom. | - | 2.99 | 6.64 | - | 5.87 | 10.07 |
| | C.V. | - | 0.04 | 0.05 | - | -* | 0.20 |

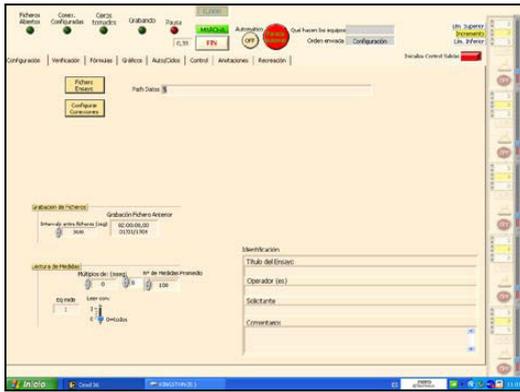
*Se ha realizado un ensayo con estas características.

4.3.1.4.c Configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos

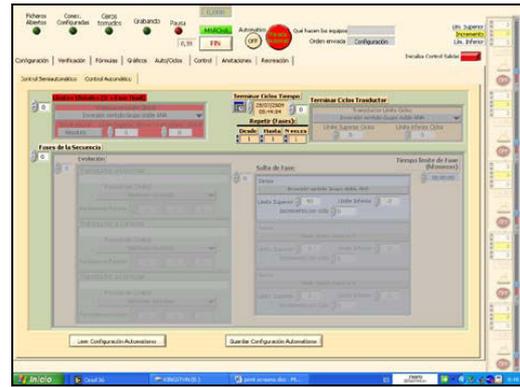
Una vez es instrumentado el soporte, se conecta al sistema automático de adquisición de datos instalado en un equipo informático en el laboratorio de ensayo. El software de adquisición de datos consiste en un programa elaborado en Lab View, en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

El sistema de adquisición de datos (Figura 4.34), permite la visualización a través de gráficas, de los resultados obtenidos del ensayo en tiempo real. De esta manera, las medidas incoherentes recogidas durante el ensayo pueden ser observadas y proceder a la interrupción del ensayo, en caso necesario.

Una vez configurados todos los elementos de instrumentación y definidos los parámetros que serán valores de control inicial; se procede a la toma de ceros de los elementos de instrumentación para dar inicio al ensayo.



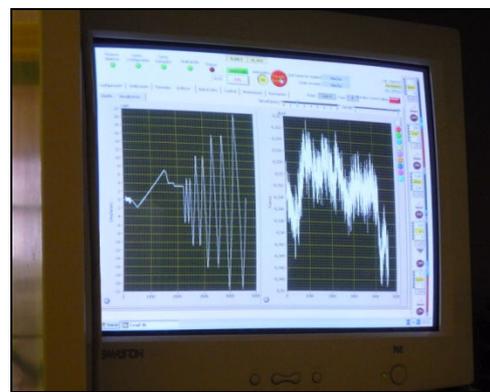
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.34 (a) Programa utilizado para realizar los ensayos de cada soporte, sometido a una fuerza axial y carga lateral cíclica; (b) Parte del Programa automático donde se aplican los ciclos definidos para cada ensayo; (c) Esquema de ensayo donde se observan las medidas obtenidas de los ciclos durante la prueba experimental y (d) Esquema del comportamiento en el control del ensayo.

4.3.1.4.d Inicio del ensayo

Una vez transcurridos 28 días, desde la fabricación de cada una de las probetas, se realiza el ensayo. Para ello, son utilizados 2 equipos informáticos; el primero con la función de controlar los parámetros del ensayo, y el segundo, para obtener las medidas de forma directa.

Datos de control:

- Para la carga axial: un actuador hidráulico de 2500 kN, mediante un grupo hidráulico independiente. El control de este grupo se realiza por fuerza.

- Para la carga vertical: un grupo de doble efecto con un actuador hidráulico vertical de 500 kN con inversión de carga. La fuerza vertical se controla por fuerza en el primer ciclo y luego por desplazamiento hasta finalizar el ensayo. En este caso el captador de control se sitúa en la sección N°4 en la cara inferior del soporte (Figura 4.24).

Los datos directos son tomados de los valores de deformación en las bandas extensiométricas colocadas en las armaduras, los captadores de desplazamiento ubicados en diferentes puntos concretos del soporte, la célula de carga vertical, la célula de carga horizontal y las medidas de los transductores de presión (Druck) conectados a los grupos hidráulicos.

Cada ensayo inicia con la toma de ceros, tanto en el equipo informático de control como en el de medida. Posteriormente se procede con la aplicación de la carga axial, hasta alcanzar el valor predeterminado, la cual permanecerá constante a lo largo del ensayo, con una velocidad de carga impuesta es de 2 kN/seg.

Una vez colocada la carga axial; se ajusta el actuador hidráulico vertical de forma manual hasta lograr conectar el mismo a la probeta de ensayo, como se muestra en la Figura 4.35.



Figura 4.35 Ajuste del actuador hidráulico de la fuerza vertical al soporte de ensayo.

Una vez realizada esta operación, se vuelve a tomar ceros en el programa, excepto la fuerza axial que es aplicada en el ordenador de control y en el de medida; además de los valores obtenidos de las bandas extensiométricas. Esto se debe a que la fuerza axial permanece constante en todo el ensayo y las bandas extensiométricas, al iniciar la aplicación de la carga axial, registran valores de deformación.

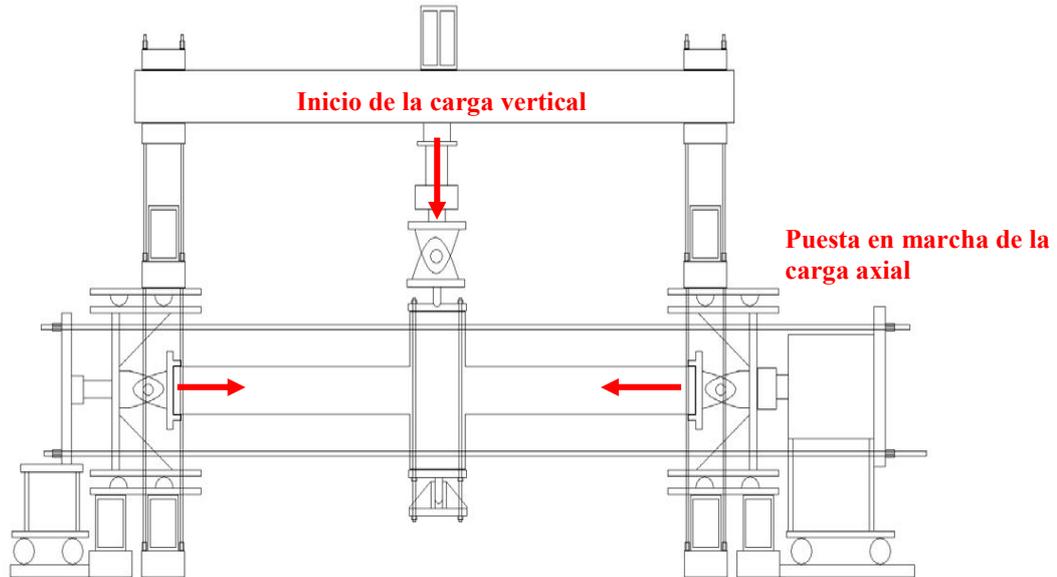


Figura 4.36 Esquema de ensayo con la aplicación de la carga axial constante y la aplicación de la carga vertical cíclica.

A continuación, se aplica la carga vertical a una velocidad de 0,04 mm/seg. El primer ciclo de carga se realiza por control de fuerza, alcanzándose el 75% del momento último de la sección calculado conforme al EC-2 (2004) [57]. Para ello se tienen en cuenta las características de los materiales obtenidas del control de calidad y el nivel de axil aplicado previamente, se desprecia el efecto del confinamiento del hormigón y de las fibras de acero, y se han tomado los coeficientes de seguridad iguales a la unidad. Con la aplicación de este primer ciclo, se obtienen los desplazamientos máximos y mínimos en el extremo del soporte (Δ_1^+ y Δ_1^-). El desplazamiento elástico nominal Δ_y , se calcula a partir de la siguiente expresión (Ho y Pam (2003) [71]):

$$\Delta_y = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta_1^+ + |\Delta_1^-|}{2} \tag{4.2}$$

El segundo y el resto de los ciclos, se realizan por control por desplazamientos, con una velocidad de 0,2 mm/seg.. El desplazamiento impuesto Δ , se define a partir del cálculo de la ductilidad nominal por desplazamientos, μ (Ec. 4.3) (Figura 4.37).

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \tag{4.3}$$

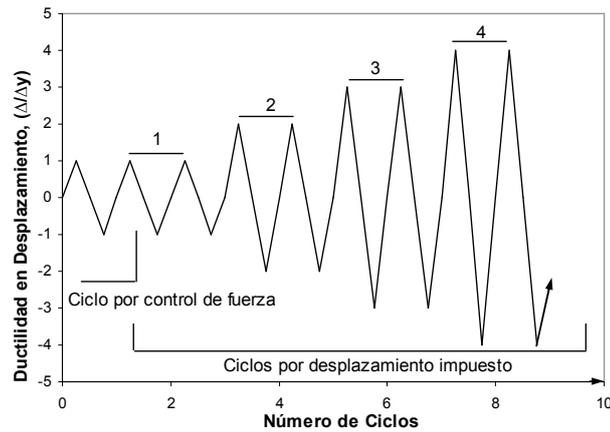


Figura 4.37 Histograma de carga.

De tal forma que, iniciando el segundo ciclo con una ductilidad nominal igual a la unidad ($\mu=1$), el desplazamiento Δ se incrementa por Δ_y cada dos ciclos consecutivos (Ho y Pam (2003) [71]). En la Figura 4.38 se muestra como se calcula el desplazamiento Δ impuesto en el extremo del soporte.

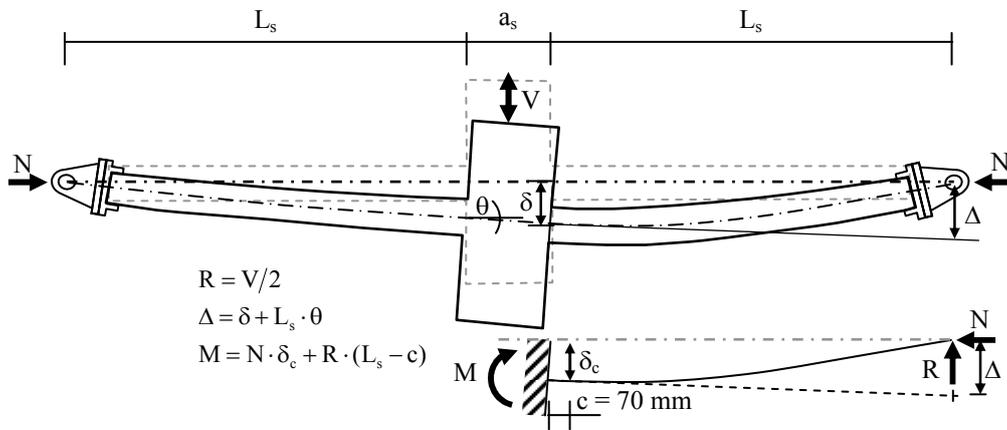


Figura 4.38 Esquema del comportamiento del soporte.

Se ha definido la rotura convencional cuando se alcanza una pérdida de capacidad, en carga vertical o en momento del 20% (Ho y Pam (2003) [71] y Paultre et al (2001) [123]). Se ha procurado que en todos los ensayos se alcance esta situación.

El procesamiento de los datos obtenidos para cada ensayo se lleva a cabo posteriormente con ayuda de hojas de cálculo obtenidas directamente de la salida de datos del programa de adquisición de datos utilizados.

4.3.1.4.e Finalización del ensayo

Tras la finalización del ensayo, se procede a guardar los datos de control y medida, obtenidos en el fichero del programa informático; además de las medidas físicas obtenidas del soporte. Tomando en cuenta la zona de daño y las observaciones pertinentes del ensayo, se marcan con rotulador las fisuras encontradas y además se realiza un reporte fotográfico del soporte ensayado.

Una vez hecho esto, se procede a retirar el soporte del pórtico de ensayo. En esa fase se debe mantener especial precaución por la seguridad de las personas implicadas en la operación, manteniendo la atención en evitar la caída al suelo del soporte, durante el proceso de su retirada.

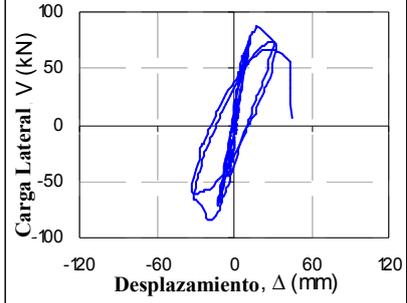
Una vez que el soporte es retirado y puesto en forma horizontal sobre apoyos, se recuperan las placas de los extremos, que conforman las conexiones de la rótula de los extremos del soporte.

Para cada soporte ensayado, se han definido unas fichas de ensayo, en donde se especifica la toma de datos y de las observaciones registradas durante el ensayo (Figura 4.39).

En el anejo A se presentan las fichas técnicas de cada ensayo del programa experimental.

ESTUDIO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE SOPORTES ESBELTOS DE HORMIGÓN ARMADO CON FIBRAS DE ACERO SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA

FICHA TÉCNICA DE LOS ENSAYOS

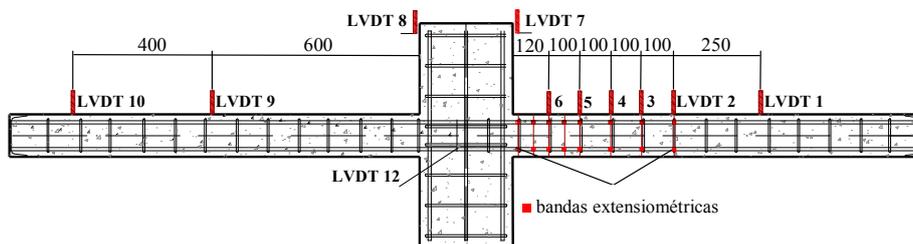
| | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------------------|--------|---|--------|
| Ensayo NF00L05V2S100 | Fecha de Hormigonado | 13-mayo-09 | |  | |
| | Fecha de Rotura | 10-junio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | |
| fc (MPa) | 34.75 | bxh | 15x26 | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | |
| Axil reducido (v) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | | |
| ρ_s (%) | 1.40 | | Φ8C/10 | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | CARGAS | |
| Cemento | 348 | Fibras | 0 | Nº Ciclos | 2B-D |
| Agua | 220 | Humo de Sílice | 0 | Axil (kN) | 458.23 |
| Arena | 1065 | Plastificante Pozzolith 651N | 0 | Pl (kN) | 53.96 |
| Grava | 666 | Superplastificante Glenium AC-31 | 0 | Δy (mm) | 7.51 |

INSTRUMENTACIÓN

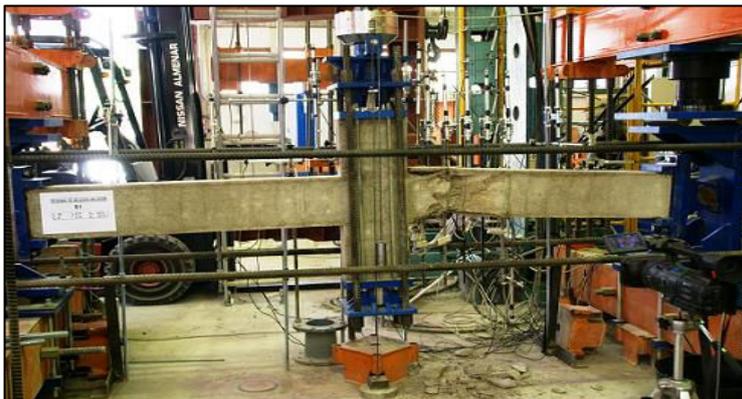
Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



Fotos registradas



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A -D.
- Se alcanza la carga máxima media de 85.81 kN y un desplazamiento máximo medio de 18.20 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 20 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

Figura 4.39 Ficha técnica de ensayo.

Capítulo 5.

“Análisis de los resultados experimentales”

En el presente capítulo se describen los resultados experimentales obtenidos de cada ensayo durante la campaña experimental. En él, se hace una recopilación de medidas directas e indirectas que reflejan el comportamiento observado y medido en consideración.

Adicionalmente, se analizan los distintos efectos observados con los distintos parámetros de estudio, dando a conocer las tendencias y consideraciones que se presentan.

5.1. Comportamiento observado de los soportes

5.1.1. Modo de fallo observado

Durante y después de cada ensayo correspondiente a la campaña experimental, se ha constatado el comportamiento de cada soporte respecto a las aplicaciones de carga que lo definen, como lo es el salto de recubrimiento, la zona crítica de daño, si hay pandeo de la armadura longitudinal y además, el tipo de rotura cuando se llega a la carga última.

En la Serie 1 y 2 (Figura 5.1 y Figura 5.2), se relaciona la ductilidad en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia respectivamente; para distintos niveles de confinamiento y porcentaje del volumen de fibras metálicas en la masa del hormigón. Siguiendo la tabla de ambas figuras desde arriba hacia abajo, la primera línea corresponde a soportes con una separación de 50 mm ($\alpha \omega_w = 0.12$), la segunda línea con una separación de 100 mm ($\alpha \omega_w = 0.04$), y por último, la tercera línea con una separación de 600 mm ($\alpha \omega_w = 0.01$). Ordenados de izquierda a derecha, los que corresponden con el eje de la ordenada son soportes que no contienen fibras metálicas, posteriormente, la columna del medio, teniendo un volumen de 30 kg/m^3 y que corresponde con un índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_V) de 24.18 %; y por último la columna de la derecha, que son soportes con volumen de fibras de 60 kg/m^3 con un índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas de (RI_V) 48.36 %.

Se puede constatar que para la Serie 1, se observa una mayor zona de daño en soportes que carecen de fibras metálicas (NF00L05V2S50 y NF00L05V2S100); sucede el caso contrario para soportes que si las poseen (NF60L05V2S50 y NF60L05V2S100); además, en general las fisuras son perpendiculares a la directriz de la pieza.

Por otro lado, en soportes con menor espaciado de estribos, se produce menor zona de daño (NF00L05V2S50, NF30L05V2S50 y NF60L05V2S50); comparándolo con los soportes que tienen una mayor separación (NF00L05V2S100, NF30L05V2S100 y NF60L05V2S100). Los soportes con estribos distanciados cada 600 mm, han sufrido fallo por cortante tras alcanzar la plastificación de las armaduras, salta el recubrimiento y patea la armadura longitudinal (NF60L05V2S600).



Figura 5.1 Análisis del contenido de fibras y del nivel de confinamiento en soportes de hormigón convencional (Serie 1).

Con respecto a la segunda serie (Figura 5.2), se muestran zonas de daños similares a la serie anterior. Los soportes con fibras metálicas HF60L05V2S50 y HF60L05V2S100, presentan en menor escala la zona de daño que en los soportes que carecen de ellas, respecto a HF00L05V2S50 y HF00L05V2S100.

Cabe señalar que existe en común con la serie anterior, el modo de comportamiento respecto al espaciado de estribos, ya que en los soportes con menor espaciado de estribos (HF00L05V2S50 y HF60L05V2S50), se produce menos daño con respecto a HF00L05V2S100 y HF60L05V2S100. Además hay que recalcar, que en soportes de alta resistencia con carencia de fibras metálicas y mayor espaciado de estribos, el modo de fallo es muy abrupto.

De igual forma los soportes con estribos a cada 600 mm, han sufrido fallo por cortante y también se observa un daño mayor que los demás soportes (HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600).



Figura 5.2 Análisis del contenido de fibras y del nivel de confinamiento en soportes de alta resistencia (Serie 2).

En la Serie 3 y 4 (Figura 5.3 y Figura 5.4), se evalúa la ductilidad con dos grupos; el primero, corresponde a soportes de Hormigón Convencional sin fibras metálicas y el segundo con Hormigón Convencional con fibras metálicas con un índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_V) de 48.36%. Se aplican distintos niveles de axil reducido variando la esbeltez a cortante de la pieza. Lo que se busca es comparar en cada grupo, el tamaño de la pieza a igualdad de otros parámetros.

Ambas figuras muestran el mismo patrón y se detallan de la siguiente manera: de arriba hacia abajo, la primera línea corresponde con soportes con una esbeltez a cortante λ_V de 10.71 con separación de estribos de 70 mm ($\alpha \cdot \omega_\omega = 0.12$) y la segunda línea, corresponde a soportes con esbelteces de 5.77 y con una separación de estribos de 50 mm ($\alpha \cdot \omega_\omega = 0.12$). Y de izquierda a derecha, se observan los que corresponden con valores de nivel de axil reducido, del cual se han realizado ensayos para tres niveles: 0.1, 0.35 y 0.55.

En la tercera serie (Figura 5.3), se ha observado que para una mayor esbeltez (NF00L10V2S70 y NF00L10V3S70), la zona de daño es mayor, si se compara con respecto a los soportes menos esbeltos (NF00L05V2S50 y NF00L05V3S50).

Cuando se aplica una menor carga axial, el comportamiento de fallo es mucho menor comparado con soportes que tienen una mayor carga axial. Por otro lado, se puede observar que para un grupo de soportes con la misma separación de estribos (NF00L05V1S50, NF00L05V2S50 y NF00L05V3S50), para un nivel más bajo de axil reducido, existe menor zona de daño que para un alto nivel de axil reducido, en donde las fisuras son menos visibles y el modo de fallo es más frágil.

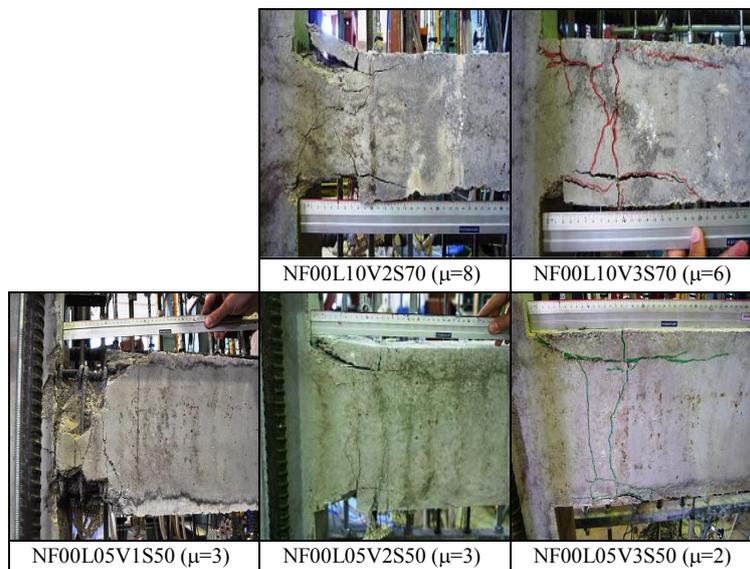


Figura 5.3 Análisis del nivel de axil y la esbeltez en soportes de hormigón convencional sin fibras metálicas (Serie 3).

Con respecto a la Serie 4 (Figura 5.4), se observa que en los soportes, la adición de fibras metálicas muestra una mayor distribución de las fisuras, percibiéndose claramente este efecto en soportes con una mayor esbeltez de pieza. Así, en los soportes que carecen de fibras metálicas, (comparado con la Serie 3) cuando alcanzan el fallo por rotura, muestran una mayor escala en las fisuras.

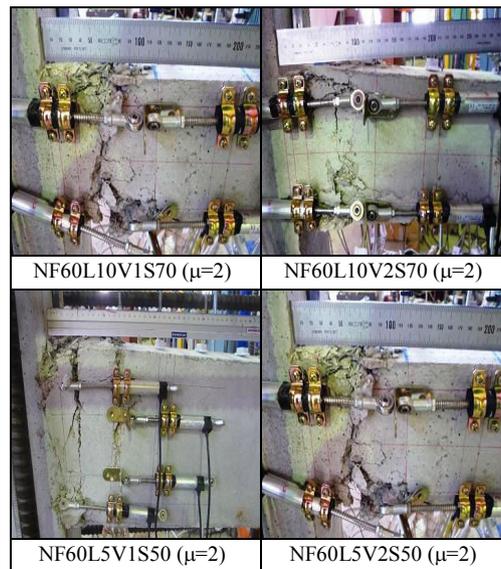


Figura 5.4 Análisis del nivel de axil y la esbeltez del soporte de hormigón convencional con fibras metálicas (Serie 4).

Por último, respecto a las Series 5 y 6 (Figura 5.5 y Figura 5.6), correspondientes a soportes de alta resistencia, se muestran de forma similar a las series 3 y 4.

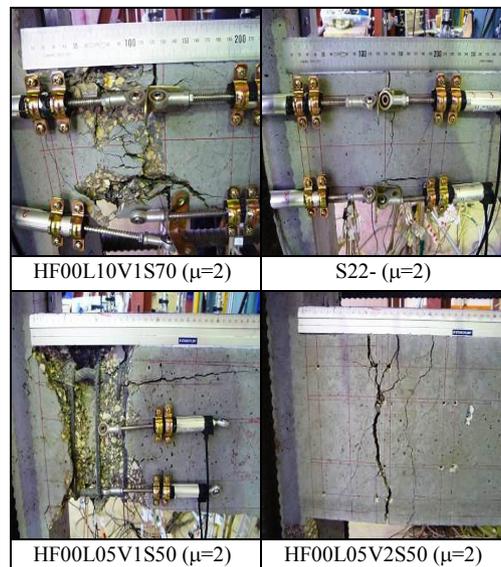


Figura 5.5 Análisis del nivel de axil y la esbeltez del soporte de hormigón de alta resistencia sin fibras metálicas (Serie 5).

En ambas series, se observa que existe un comportamiento similar al registrado con hormigón convencional, ya que los soportes con fibras metálicas presentan una red de fisuras en la zona de daño, y que en aquellos soportes que no contienen fibras, cuyas fisuras se concentran; es de resaltar que los soportes de alta resistencia cuanto mayor es el nivel de axil reducido, la rotura es mucho más frágil comparado con hormigones de baja resistencia sin fibras.



Figura 5.6 Análisis del nivel de axil y la esbeltez del soporte de hormigón de alta resistencia con fibras metálicas (Serie 6).

5.1.2. Longitud crítica de daño

Existen propuestas que definen la medida de la longitud crítica para soportes, como por ejemplo los autores Pam and Ho (2009)[71], que evalúan el comportamiento observado en distintos soportes experimentales y proponen una longitud crítica de daño (l_{cr}) basado en el nivel de carga axial (v). Para: $0 < v > 0.1$ la longitud crítica es h , para $0.1 < v > 0.3$ la longitud crítica es $1.5 \cdot h$ y para $0.3 < v > 0.65$ la longitud crítica es de $2 \cdot h$; donde h es la mayor medida de la sección transversal.

Para las probetas objeto de análisis, se ha observado que la relación l_{cr}/h que corresponde con la longitud de daño (l_{cr}) y el canto de la sección (h); se incrementa con la esbeltez, el axil aplicado y la separación de la armadura transversal (Tabla 5.1).

Para hormigón convencional, la longitud l_{cr} presenta valores comprendidos entre $0.62 \cdot h$ (para $\lambda_v = 5.77$ y $v = 0.10$) y $1.71 \cdot h$ (para $\lambda_v = 10.71$ y $v = 0.55$). Y para hormigón de alta resistencia presenta valores comprendidos entre $0.54 \cdot h$ (para $\lambda_v = 5.77$ y $v = 0.10$) y $1.92 \cdot h$ (para $\lambda_v = 5.77$ y $v = 0.35$).

A igualdad de parámetros, la longitud se incrementa con la esbeltez del soporte y disminuye con la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón y la menor separación entre estribos. Dicha longitud es similar para soportes fabricados con hormigón convencional o de alta resistencia.

Tabla 5.1 Resumen de lo observado en las pruebas experimentales.

| Id | Espécimen | μ | Longitud crítica l_{cr} (m) (*) | l_{cr}/h |
|-----------|------------------|-------------------------|---|------------------------------|
| N1 | NF00L05V2S100 | 2 | 0.10+0.25 | 1.35 |
| N2 | NF00L05V2S50 | 3 | 0.03+0.16 | 0.73 |
| N3 | NF00L05V1S50 | 3 | 0.02+0.14 | 0.62 |
| N4 | NF00L10V2S70 | 8 | 0.02+0.16 | 1.29 |
| N5 | NF00L05V3S50 | 2 | 0.05+0.25 | 1.04 |
| N6 | NF00L10V3S70 | 6 | 0.02+0.22 | 1.71 |
| N7 | NF30L05V2S100 | 2 | 0.05+0.15 | 0.77 |
| N8 | NF30L05V2S50 | 3 | 0.04+0.15 | 0.73 |
| N9 | NF60L05V2S100 | 3 | 0.04+0.20 | 0.92 |
| N10 | NF60L05V2S50 | 4 | 0.04+0.16 | 0.77 |
| N11 | NF60L05V2S600 | 2 | 0.05+0.30 | 1.35 |
| N12 | NF60L10V2S70 | 5 | 0.02+0.15 | 1.21 |
| N13 | NF60L10V1S70 | 6 | 0.02+0.15 | 1.21 |
| N14 | NF60L05V1S50 | 5 | 0.03+0.18 | 1.19 |
| N15 | HF00L05V2S100 | 2 | 0.00+0.50 | 1.92 |
| N16 | HF00L05V2S50 | 2 | 0.02+0.21 | 0.88 |
| N17 | HF00L05V1S50 | 5 | 0.00+0.36 | 1.38 |
| N18 | HF00L10V1S70 | 3 | 0.00+0.20 | 1.43 |
| N19 | HF30L05V2S600 | 2 | 0.00+0.30 | 1.15 |
| N20 | HF60L05V2S100 | 2 | 0.00+0.30 | 1.15 |
| N21 | HF60L05V2S50 | 3 | 0.00+0.22 | 0.85 |
| N22 | HF60L05V2S600 | 2 | 0.00+0.34 | 1.31 |
| N23 | HF60L05V1S50 | 6 | 0.00+0.14 | 0.54 |
| N24 | HF60L10V1S70 | 6 | 0.03+0.17 | 1.43 |
| N25 | HF60L10V2S70 | 2 | 0.03+0.16 | 1.36 |

(*) $x+y= x$ (distancia del rigidizador a la zona de daño) + y (longitud de daño)

5.1.3. Efecto de la rigidez del "STUB"

Se ha observado que en la mayoría de las probetas, la sección de conexión entre el semi-soporte y el elemento central no está dañada, a pesar de ser la sección con mayor momento flector (Series mostradas anteriormente). Este hecho es atribuido por otros autores (Paultre et al (2001)[123], Khoury y Sheikh (1993)[151]), al efecto de confinamiento que provoca la mayor rigidez del elemento central en las secciones

cercanas al mismo, dando lugar a un incremento del momento de agotamiento de dichas secciones. Por tal razón, en este trabajo se ha definido la sección crítica del soporte a 70 mm del elemento central (Figura 5.7).

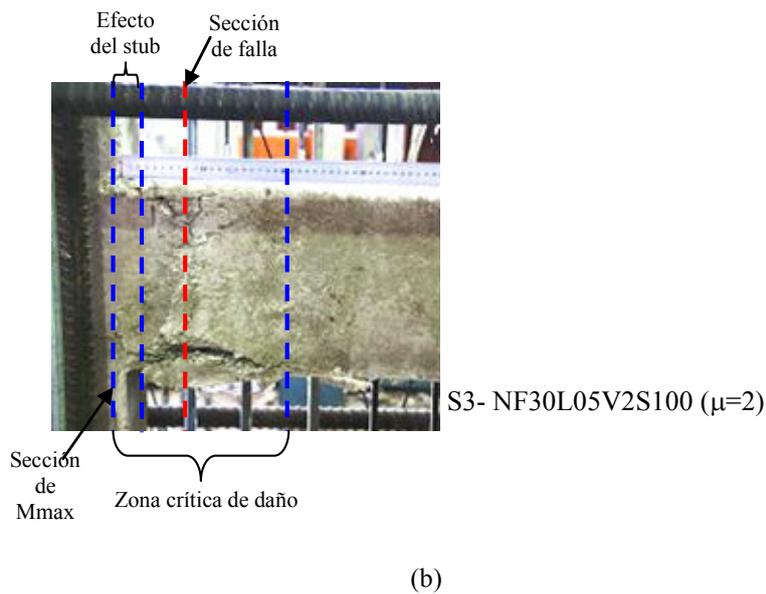
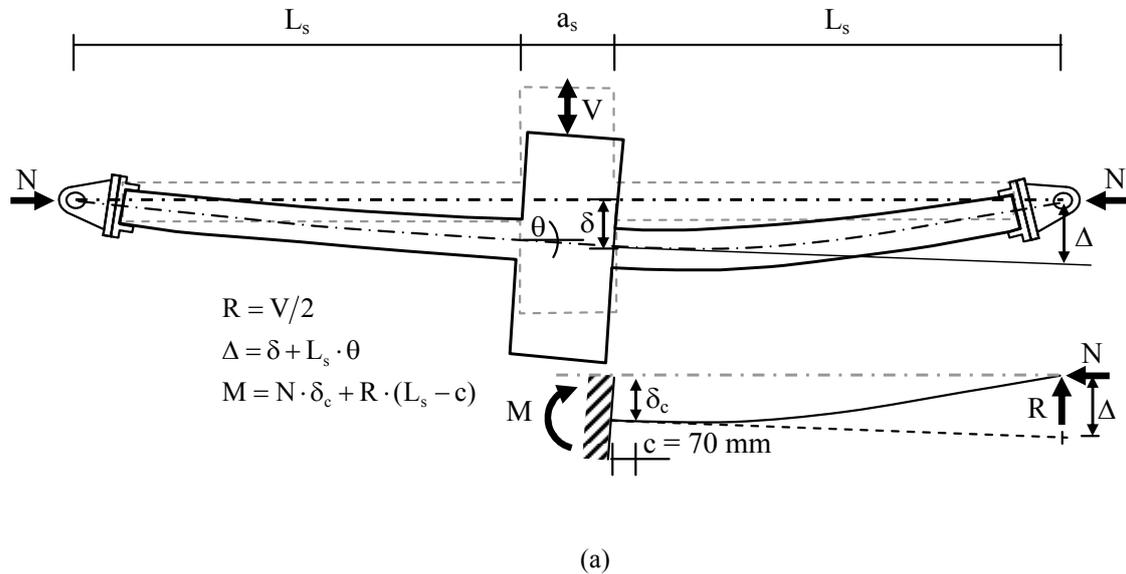


Figura 5.7 (a) Diagrama del comportamiento del soporte durante el ensayo; (b) Ejemplo de sección crítica y zona de daño en el comportamiento de los soportes ensayados.

5.1.4. Pandeo de las armaduras

El pandeo de las armaduras es causado por el empuje lateral que actúa sobre éstas, a consecuencia de la expansión del núcleo de hormigón. En esta situación, la tensión de compresión a la que está sometida la barra produce un momento de segundo orden sobre

sí misma, que puede dar lugar al pandeo local de la armadura. Los elementos que generan fuerzas orientadas a neutralizar este momento desestabilizador son los estribos y el recubrimiento. Así pues, el pandeo de la barra se producirá con mayor facilidad ante separaciones de estribos grandes y con un recubrimiento que salte o se degrade antes (la inclusión de fibras retrasa el salto y el deterioro del recubrimiento). La consecuencia de que se produzca el pandeo local de las armaduras comprimidas es una gran pérdida de rigidez del elemento de forma instantánea, afectando al comportamiento global del soporte.

Para el estudio en cuestión, se ha constatado en los soportes ensayados, el pandeo de la armadura en los siguientes casos:

Para soportes de hormigón convencional (HC); en todos los soportes con $s_t = 100$ mm y $s_t = 600$ mm, en los soportes con $\lambda_V = 10.71$ y $s_t = 70$ mm (excepto NF60L10V1S70) siendo $\mu > 5$, y en los soportes con $s_t = 50$ mm si $\mu > 3$ (probetas sin fibras) o $\mu > 5$ (probetas con fibras). El retraso de este comportamiento, se debe a que el salto del recubrimiento se produce para una mayor ductilidad nominal en las probetas con fibras.

En relación al hormigón de alta resistencia (HAR); en los soportes menos esbeltos ($\lambda_V = 5.77$) y nivel de axil mayor ($\nu=0.35$) y sin fibras, tanto de hormigón convencional como de alta resistencia, con $s_t = 100$ mm y $s_t = 600$ mm, con una ductilidad nominal μ de 2. La inclusión de fibras de acero, retrasa el pandeo de la armadura comprimida en las probetas de hormigón convencional (de $\mu = 2$ a $\mu = 3$) y ligeramente en alta resistencia. El efecto de la inclusión de fibras de acero en HAR es menos beneficioso que en NC, debido a la formación previa de “splitting cracks” en el plano de la armadura longitudinal, generándose un plano de debilidad que impide en menor medida el pandeo de armadura comprimida. Sin embargo, si se disminuye la separación s_t a 50 mm, en los soportes de HAR sin fibras, la armadura no patea ($\mu = 2$), mientras que si se incluyen fibras en su masa para $s_t = 50$ mm, la armadura comprimida sí patea pero para una ductilidad mayor ($\mu = 3$).

En los soportes menos esbeltos ($\lambda_V = 5.77$) y nivel de axil menor ($\nu=0.10$) para HAR, con o sin fibras, la armadura comprimida patea para una ductilidad nominal entre 5 y 6.

En los soportes más esbeltos ($\lambda_V = 10.71$) y $s_t = 70$ mm, patea si el hormigón HAR contiene fibras de acero, para los dos niveles de axil estudiados, pero para ductilidades en desplazamientos (μ) superiores al del HAR sin fibras de acero. En definitiva, la armadura comprimida no ha pateado en los siguientes casos: HF00L05V2S50, HF00L1V1S70 y HF60L1V1S70.

Por otro lado, respecto a la separación de los estribos, puede observarse que con la limitación más restrictiva ($6 \cdot \phi_l$)(ACI-318 (08)[2]), la normativa se queda del lado de la inseguridad (Tabla 5.2) para el caso de $\phi_l = 12 \text{ mm}$ y $s_t = 50 \text{ mm}$ ($< 6 \cdot \phi_l = 72 \text{ mm}$).

Se considera necesario destacar que ninguna normativa tiene en cuenta que la separación depende del contenido de fibras de acero en la masa de hormigón.

Tabla 5.2 Pandeo de la armadura longitudinal observado en las pruebas experimentales.

| Id | Espécimen | μ | Pandeo de la armadura |
|-----------|------------------|-------------------------|------------------------------|
| N1 | NF00L05V2S100 | 2 | Sí |
| N2 | NF00L05V2S50 | 3 | - |
| N3 | NF00L05V1S50 | 3 | Sí |
| N4 | NF00L10V2S70 | 8 | Sí |
| N5 | NF00L05V3S50 | 2 | - |
| N6 | NF00L10V3S70 | 6 | Sí |
| N7 | NF30L05V2S100 | 2 | Sí |
| N8 | NF30L05V2S50 | 3 | - |
| N9 | NF60L05V2S100 | 3 | Sí |
| N10 | NF60L05V2S50 | 4 | - |
| N11 | NF60L05V2S600 | 2 | Sí |
| N12 | NF60L10V2S70 | 5 | Sí |
| N13 | NF60L10V1S70 | 6 | - |
| N14 | NF60L05V1S50 | 5 | Sí |
| N15 | HF00L05V2S100 | 2 | Sí |
| N16 | HF00L05V2S50 | 2 | - |
| N17 | HF00L05V1S50 | 5 | Sí |
| N18 | HF00L10V1S70 | 3 | - |
| N19 | HF30L05V2S600 | 2 | Sí |
| N20 | HF60L05V2S100 | 2 | Sí |
| N21 | HF60L05V2S50 | 3 | Sí |
| N22 | HF60L05V2S600 | 2 | Sí |
| N23 | HF60L05V1S50 | 6 | Sí |
| N24 | HF60L10V1S70 | 6 | - |
| N25 | HF60L10V2S70 | 2 | Sí |

5.1.5. Resumen general observado en las series realizadas en la campaña experimental

- El recubrimiento de hormigón ha saltado en todas las probetas. Dicho salto ha sido más visible en las probetas de hormigón sin fibras para hormigón convencional (NC). Con respecto a los soportes fabricados con HAR, el salto de recubrimiento en rotura, está asociado a la formación de “splitting cracks” en el plano de la

armadura longitudinal (Collins et al. (1993)[45]). Mientras que en los soportes fabricados con NC, el salto del recubrimiento se produce en la situación de rotura al alcanzar en la cara comprimida del hormigón una deformación en compresión importante.

- El anclaje de la armadura transversal se ha mostrado efectivo en todas las probetas, es decir que no se ha observado apertura de los cercos. Este efecto habría supuesto la anulación del confinamiento, proveniente de la armadura transversal con la consecuente disminución de la capacidad de deformación de la probeta.
- Se ha registrado pandeo de la armadura longitudinal en la mayoría de los soportes ensayados.

5.2. Resultados directos

5.2.1. Carga vertical

La carga vertical para todos los ensayos es obtenida mediante la célula de carga del actuador hidráulico mostrado en el capítulo anterior de la presente tesis doctoral. Es de señalar, que se ha tenido en cuenta la posición del soporte; si el mismo se encuentra en la posición superior respecto a su posición original, se denomina con la letra U, si se encuentra en el eje inferior respecto a la posición original, se denomina D. Es decir, respecto a los ejes cartesianos x , cuando la ordenada es positiva, el soporte se encuentra en U, y cuando la ordenada es negativa, es porque el soporte está en D.

En las Figuras 5.8, 5.9 5.10 y 5.11 se muestran las gráficas de Carga-Desplazamiento, las mismas se han obtenido de la sección crítica ubicada a 7 cm del "stub" para todos los soportes.

5.2.2. Deformación de la armadura en compresión y en tracción

En el presente apartado, se muestra a modo de ejemplo la Figura 5.7 que corresponde a la deformación en el acero de uno de los soportes ensayados en el laboratorio sometido a una fuerza axial constante y carga lateral cíclica. Se muestra las deformaciones correspondientes a la barra superior y a la barra inferior, de color azul y rojo respectivamente. En el Anejo B se muestran las gráficas correspondientes a la deformación de la armadura para todos los soportes ensayados en la campaña experimental.

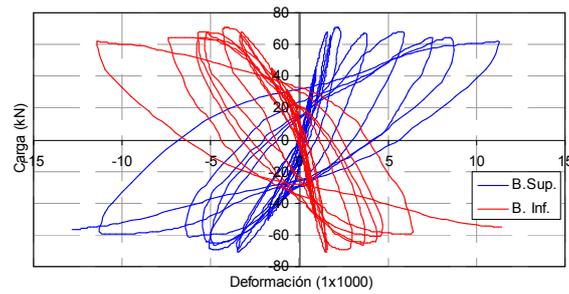


Figura 5.7 Grafica de deformación en el acero superior e inferior-NF60L05VIS50.

5.3. Análisis de los resultados experimentales

5.3.1. Modo de respuesta:

5.3.1.1. Carga - Desplazamiento

Con los datos obtenidos de cada ensayo, se representa el comportamiento cíclico para Carga-Desplazamiento en todos los soportes tal y como se muestra desde la Figura 5.8 hasta la Figura 5.11. En cada gráfica se ha registrado cuando se produce la plastificación de la barra de refuerzo longitudinal superior e inferior en tracción, además del salto del recubrimiento, señalados con puntos de color negro. Por otro lado, cabe señalar que con las medidas obtenidas de la carga lateral cíclica, la carga axial, el desplazamiento, la deformación unitaria; es posible obtener las gráficas de Momento-Curvatura tal y como se muestra en el Anejo B.

Estudio teórico-experimental de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a compresión y carga lateral cíclica.

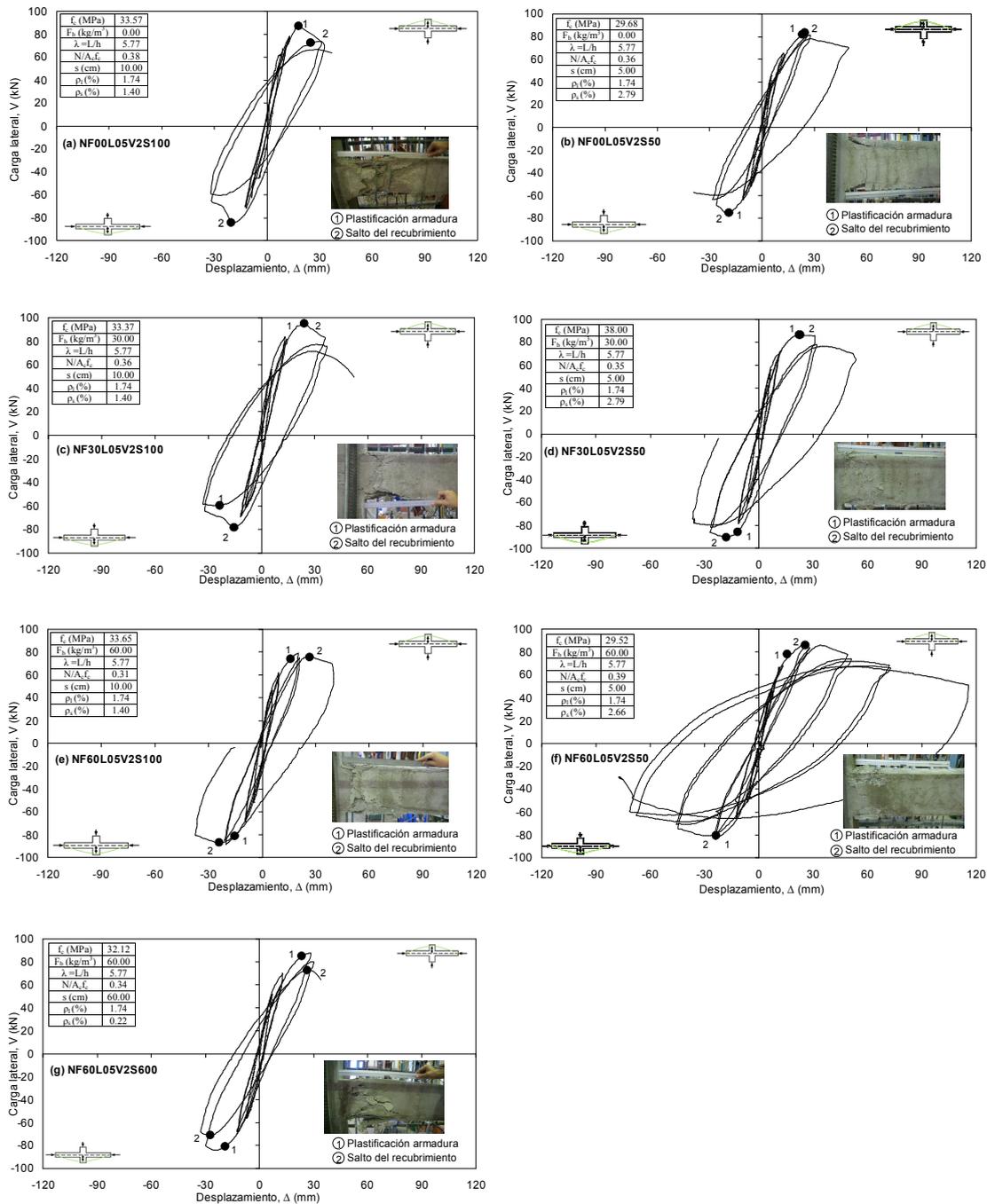


Figura 5.8 Diagrama cíclico de la Carga Lateral (kN) versus Desplazamiento (mm). Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional (Serie 1).

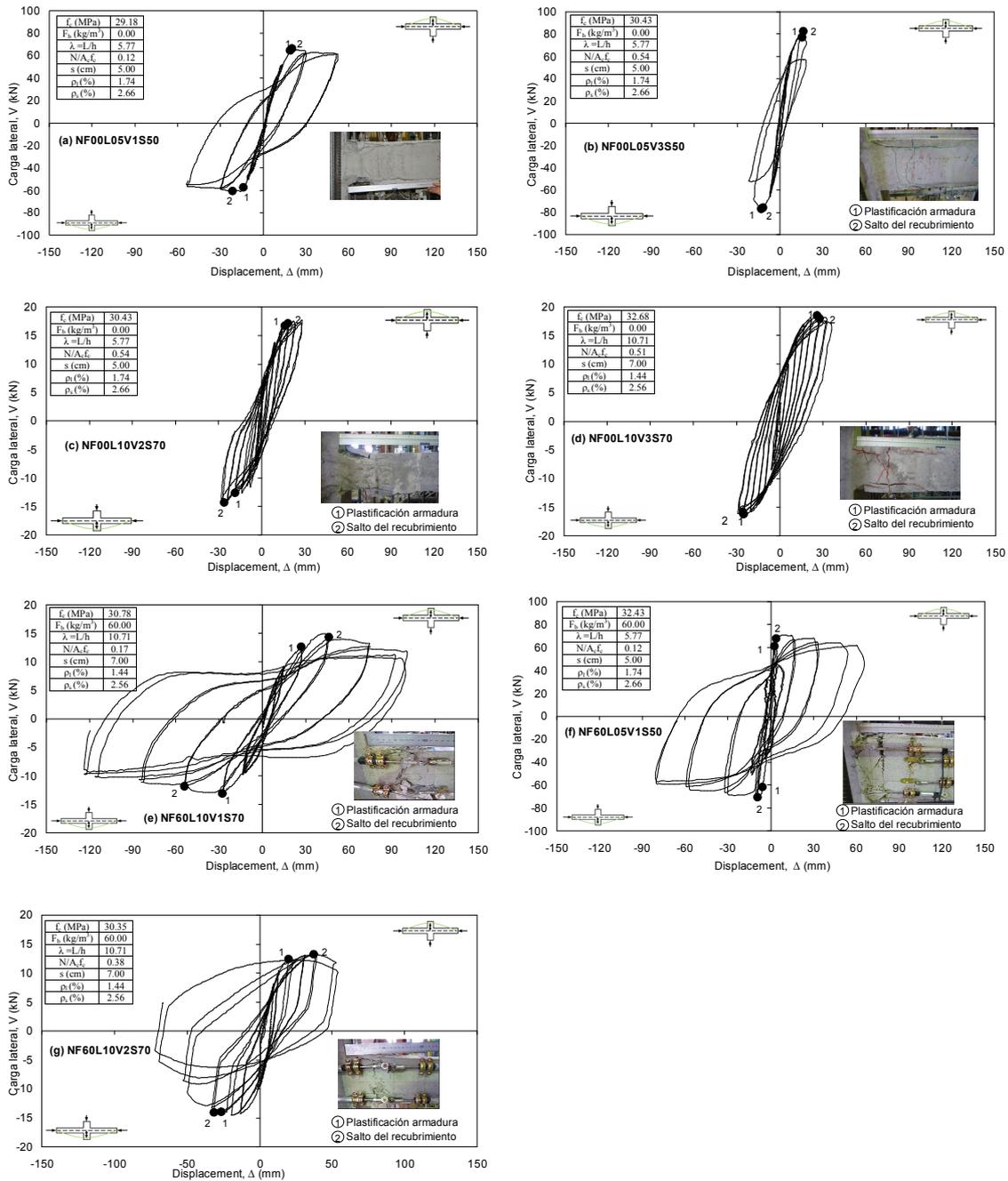


Figura 5.9 Diagrama cíclico de la Carga Lateral (kN) versus Desplazamiento (mm). Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional (Serie 3 y 5).

Estudio teórico-experimental de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a compresión y carga lateral cíclica.

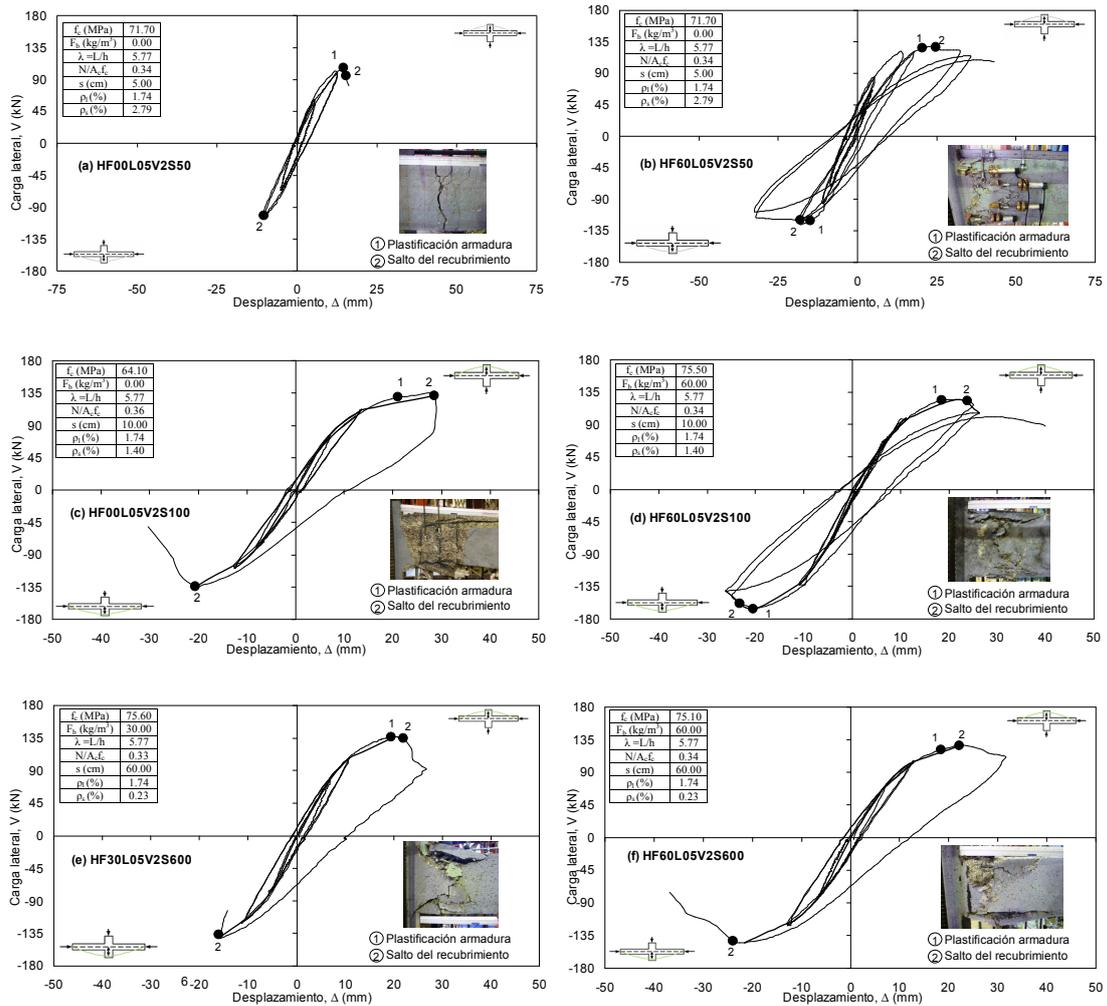


Figura 5.10 Diagrama cíclico de la Carga Lateral (kN) versus Desplazamiento (mm). Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia (Serie 2).

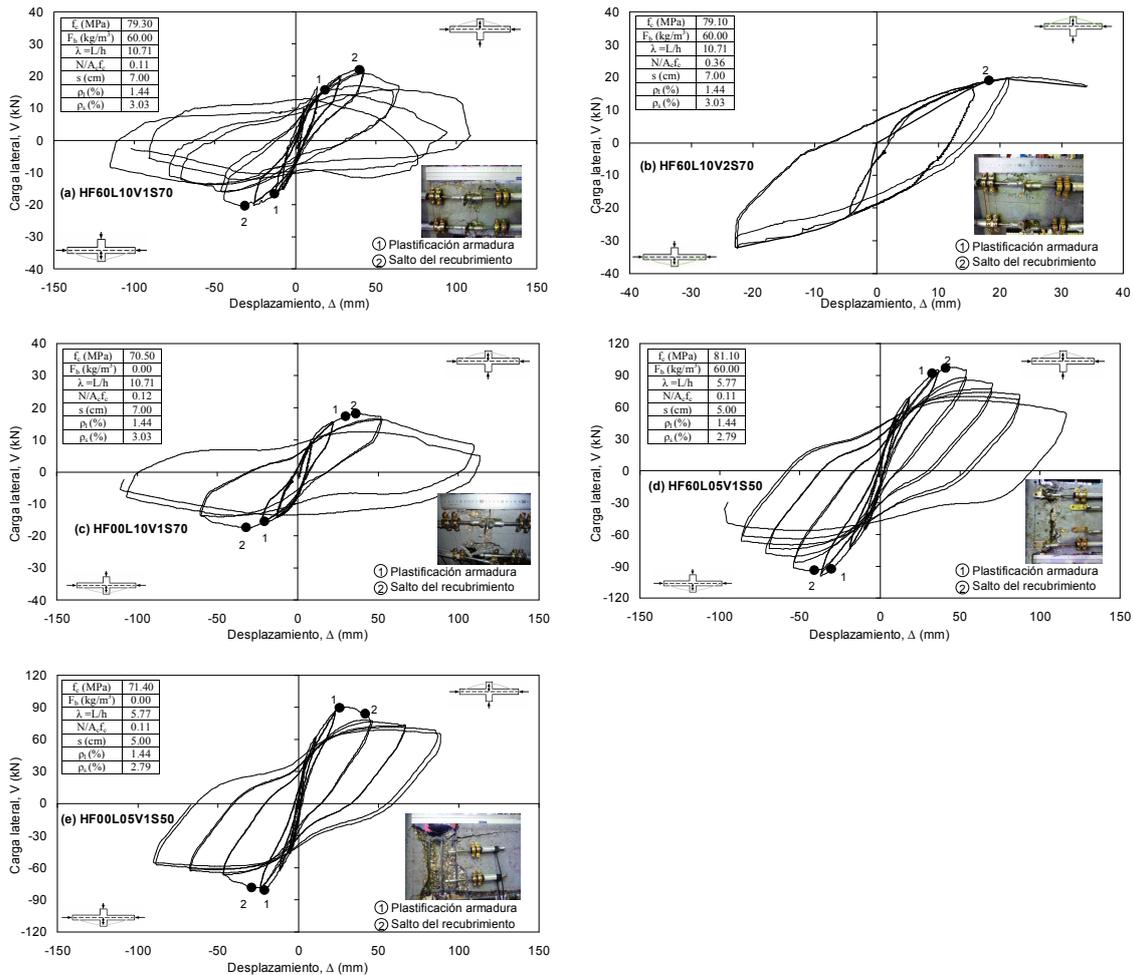


Figura 5.11 Diagrama cíclico de la Carga Lateral (kN) versus Desplazamiento (mm). Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia (Serie 4 y 6).

De las gráficas cíclicas de Carga-Desplazamiento, se ha podido observar que:

- El recubrimiento de hormigón ha saltado en todas las probetas (Figura 5.8 hasta la Figura 5.11). Para soportes de hormigón convencional, el salto ha sido más visible en las probetas de hormigón sin fibras y en hormigón reforzado con fibras se ha producido para valores de ductilidad nominal μ mayores que en el hormigón sin fibras, excepto en la probeta NF60L05V2S600. En soportes de alta resistencia, de igual forma, el salto ha sido más visible en las probetas de hormigón sin fibras. En soportes como HF00L05V2S100, HF00L05V2S50, HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600 no llegan a tener salto de recubrimiento inferior después de haber alcanzado el superior.
- En general, los ensayos finalizan cuando en la carga vertical se produce una pérdida de capacidad del 20% del valor máximo. En los soportes de resistencia normal, únicamente en la probeta NF00L10V2S70 se alcanzó el agotamiento por

rotura de la armadura longitudinal para $\mu = 8$, una vez superada la situación de rotura convencional. Por otro lado, en los soportes de alta resistencia, la mayor parte de los soportes no alcanzaron este porcentaje de caída, aún así se observa que se alcanza esta caída para un menor axil reducido en los soportes HF00L05V1S50, HF60L05V1S50 y HF60L10V1S70.

5.3.1.2. Deformación unitaria en compresión y en tracción de la armadura

Los soportes, tal como se mencionó en el Capítulo 4; están divididos en secciones donde se han colocado bandas extensiométricas para evaluar las deformaciones producidas durante la prueba. Estas medidas se obtienen para cada sección del soporte y representan la media de 2 bandas extensiométricas de la barra y cuando sólo existe una banda, es el valor correspondiente a la deformación de dicho punto.

En la Tabla 5.3 se muestran las medidas obtenidas que corresponden a la deformación plástica a compresión y a tracción del acero (1x1000), la carga obtenida en el nivel de plastificación y el ciclo de carga al que corresponde.

En la Tabla 5.3, se aprecia que la armadura longitudinal inferior plastifica en todas las probetas cuando el soporte en la mayoría de las veces se encuentra en posición superior respecto a su posición original; sin embargo, la armadura longitudinal superior plastifica de igual forma cuando el soporte se encuentra en posición inferior respecto a la posición original, excepto para dos soportes de hormigón de alta resistencia, HF00L05V2S100 y HF60L10V2S70.

Por otra parte, a partir de la distribución de las deformaciones, ha sido posible identificar la sección crítica; quiere decir donde ocurre la mayor deformación a lo largo de la longitud del soporte respecto a la carga máxima alcanzada. Y ésta se obtiene al representar un perfil de deformación para un nivel de carga dado, respecto a la longitud del soporte; un ejemplo de esto es la Figura 5.12. Con la medida de cada uno de los soportes ensayados, se ha podido obtener que la zona crítica se ubica a 70 mm del “stub” o rigidizador.

Tabla 5.3 Deformación plástica del acero en la barra superior e inferior.

| N° | Id. | Plastificación del acero | | | | | |
|-----|---------------|---------------------------|---------------|-------|--------------------------|---------------|-------|
| | | ϵ'_s (1x1000) | Carga (kN) | Ciclo | ϵ_s (1x1000) | Carga (kN) | Ciclo |
| S1 | NF00L05V2S100 | 2.61 | 54.40 | 2A-D | -2.79 | 42.72 | 2A-D |
| S2 | NF00L05V2S50 | -2.50 | -75.29 | 2A-D | -2.81 | 82.40 | 2A-U |
| S3 | NF00L05V1S50 | -2.69 | -56.34 | 2A-D | -2.70 | 64.68 | 2A-U |
| S4 | NF00L10V2S70 | -2.66 | -13.88 | 4A-D | -2.71 | 17.42 | 5A-U |
| S5 | NF00L05V3S50 | 2.60 | 77.12 | 2B-U | 2.50 | -75.99 | 2A-D |
| S6 | NF00L10V3S70 | 2.74 | 18.08 | 6A-U | -2.67 | 17.77 | 6A-U |
| S7 | NF30L05V2S100 | 2.72 | 94.31 | 2A-U | -2.73 | 86.36 | 2A-U |
| S8 | NF30L05V2S50 | 2.68 | 81.66 | 2A-U | -2.76 | 81.66 | 2A-U |
| S9 | NF60L05V2S100 | 2.68 | 36.34 | 2A-U | -2.60 | 66.05 | 2A-U |
| S10 | NF60L05V2S50 | 2.65 | 84.78 | 3A-U | 2.60 | -82.86 | 2A-D |
| S11 | NF60L05V2S600 | 2.70 | 43.18 | 2A-U | -2.70 | 71.20 | 2A-U |
| S12 | NF60L010V2S70 | 2.64 | 6.14 | 3A-U | -2.36 | 11.36 | 3A-U |
| S13 | NF60L10V1S70 | -2.69 | -13.08 | 2A-D | -2.69 | 12.63 | 2A-U |
| S14 | NF60L05V1S50 | -2.71 | -63.11 | 2A-D | -2.68 | 61.06 | 2A-U |
| S15 | HF00L05V2S100 | - | - | - | -2.56 | 131.87 | 2A-U |
| S16 | HF00L05V2S50 | 2.60 | 106.99 | 2A-U | -2.64 | 98.74 | 2A-U |
| S17 | HF00L05V1S50 | -2.66 | -80.23 | 2A-D | -2.71 | 84.52 | 2A-U |
| S18 | HF00L10V1S70 | -2.69 | -15.21 | 2A-D | -2.58 | 17.07 | 2A-U |
| S19 | HF30L05V2S600 | 2.68 | 136.43 | 2A-U | 2.28 | -140.18 | 2A-D |
| S20 | HF60L05V2S100 | 2.69 | 122.80 | 2A-U | -2.51 | 122.29 | 2A-U |
| S21 | HF60L05V2S50 | 2.66 | -119.48 | 2A-D | 2.53 | 125.33 | 3A-U |
| S22 | HF60L05V2S600 | 2.65 | 119.51 | 2A-U | 2.58 | -144.86 | 2A-D |
| S23 | HF60L05V1S50 | -2.67 | -91.52 | 2A-D | -2.66 | 90.29 | 2A-U |
| S24 | HF60L10V1S70 | -2.71 | 21.69 | 3A-U | 2.7 | 15.18 | 3A-U |
| S25 | HF60L10V2S70 | - | - | - | 2.63 | -26.51 | 1A-D |

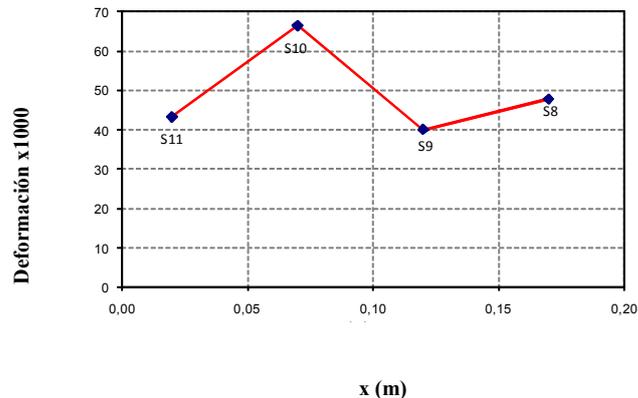


Figura 5.12 Distribución de deformaciones del ensayo NF30L05V2S50 para el nivel máximo de carga alcanzado.

5.3.2. Envoltente de Carga - Desplazamiento

Las gráficas de Envoltente Carga-Desplazamiento han sido obtenidas a partir de las gráficas cíclicas de Carga-Desplazamiento vistas anteriormente; y representan el valor promedio por ciclos tanto en la posición superior (U) como en la posición inferior (D) respecto a la posición original del soporte. En la Figura 5.13 y 5.14 se muestran las envoltentes de cada soporte, y éstas se representan mediante la carga vertical (kN) y el Drift % (Δ/L); las cuales han sido agrupadas de acuerdo a la esbeltez de cortante.

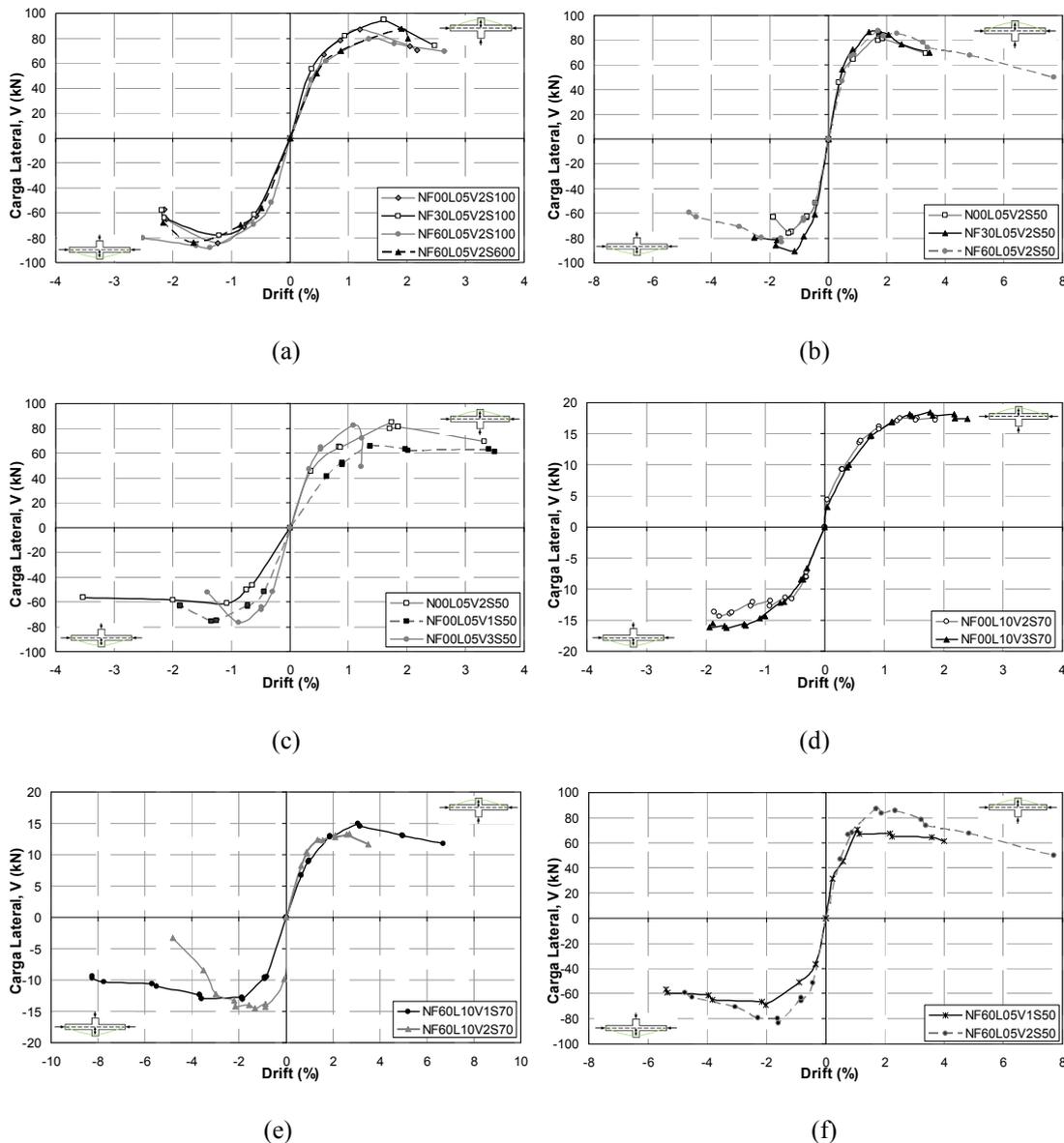


Figura 5.13 Envoltente de Carga- Desplazamiento para soportes de hormigón convencional.

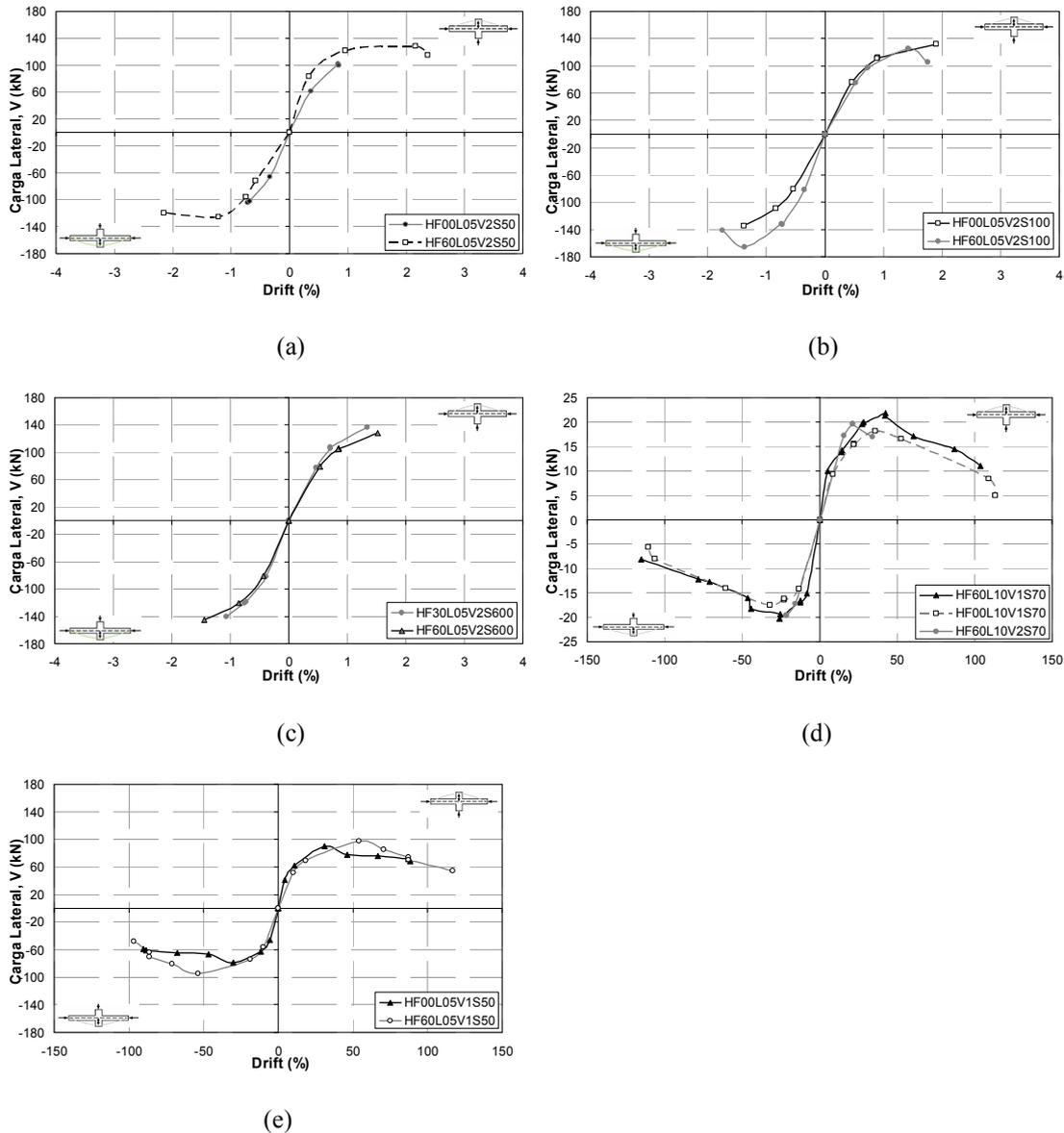


Figura 5.14 Envolvente de Carga- Desplazamiento para soportes de alta resistencia.

De las gráficas de envolventes vistas anteriormente, se obtienen los diagramas de envolvente promedio, mediante la media de envolvente superior y la envolvente inferior. En la Tabla 5.4 se muestra los resultados de los 25 ensayos de soportes esbeltos de hormigón armado sometidos a compresión y carga lateral cíclica, con la adición de fibras metálicas; en la cual se relaciona la envolvente de carga máxima (V_{max}) y de carga última (V_u) medido con el 20% de la carga máxima de caída en la rama post-pico.

Por otro lado, es importante recalcar que con los diagramas de envolvente promedio se deducen los parámetros de ductilidad, por medio de la idealización del diagrama envolvente real (Paultre et al (2001)[123], Ho y Pam (2003)[71]). Tanto el diagrama carga - desplazamiento ($V-\Delta$) como momento - curvatura ($M-\phi$) se idealizan a un diagrama bilineal, constituido por una rama elástica y una rama inelástica

decreciente (Figura 5.15). La rama elástica empieza en el origen, interseca con la curva envolvente real ($V-\Delta$ o $M-\phi$) en el punto correspondiente al 75% de la máxima carga V_{max} o del máximo momento M_{max} , y finaliza en V_{max} o M_{max} , quedando determinadas las abscisas correspondientes al desplazamiento ideal (Δ_{Iy}) o la curvatura elástica ideal (ϕ_{Iy}). El desplazamiento último (Δ_u) o la curvatura última (ϕ_u) en la curva envolvente real corresponde a la situación de rotura convencional (20% de pérdida de capacidad), o al desplazamiento o curvatura máxima registrada si no se alcanza dicha pérdida. La rama inelástica empieza en el punto (Δ_{yI} , V_{max}) o (ϕ_{yI} , M_{max}) y finaliza en el punto (Δ_u , V_u) o (ϕ_u , M_u). La carga vertical V_u o el momento M_u se obtiene al igualar la energía del diagrama bilineal ideal con la curva envolvente real respectiva.

De las figuras de envolvente de Carga-Desplazamiento, se deduce que:

- Figura 5.13: corresponde con soportes de hormigón convencional; en la figura (a) y (b) se compara el efecto de la cuantía volumétrica de fibras metálicas, y se observa para una mayor cuantía de fibras metálicas, mayor es el desplazamiento obtenido. La figura (c) y (d) compara el efecto de la esbeltez a cortante; se ha registrado que los soportes con una mayor esbeltez han tenido un desplazamiento muy superior comparado con los de menor esbeltez. Este efecto es contrario comparando la capacidad resistente, ya que para soportes más esbeltos, la carga máxima es menor comparado con los soportes de menor esbeltez. Por otro lado en la figura (e) y (f), se comparan soportes que contienen fibras metálicas y se analiza el efecto del nivel de axil reducido. Las gráficas señalan que para soportes con una esbeltez de 10.71 y para un menor nivel de axil reducido, se tiende a tener una mayor capacidad de desplazamiento; lo contrario ocurre para los soportes con esbeltez de 5.77, el mayor desplazamiento lo registra para un nivel de axil reducido superior al mínimo.
- Figura 5.14: corresponde con soportes de alta resistencia. En la figura (a) y (b), se compara el efecto de la cuantía volumétrica de fibras metálicas, y se observa que para una mayor cuantía de fibras metálicas, mayor es el desplazamiento obtenido. Para la figura (c), se compara el efecto de la cuantía de fibras metálicas para soportes que carecen de refuerzo transversal; se evidencia que los soportes para un nivel de axil reducido de 0.35 no llegaron al 80% de carga en caída. Respecto a la figura (d), se compara el efecto del nivel axil reducido, y se muestra que los soportes que tuvieron un nivel de axil reducido de 0.1, llegaron a registrar grandes desplazamientos. Este mismo efecto se observa en la figura (e), y se registra aún más para los soportes que contienen fibras metálicas.

De la Tabla 5.4 de envolvente real de Carga-Desplazamiento, se deduce que:

- Existe una mayor capacidad resistente en soportes con esbeltez a cortante de 5.77 comparado con los de 10.71 y este efecto también se ve reflejado para la carga última. Con respecto al desplazamiento máximo y el desplazamiento último, se comprueba que es mayor para los soportes más esbeltos y para los que tienen fibras metálicas y con la menor separación de estribos. Además, se pudo registrar que todos los soportes con mayor esbeltez registraron un mayor número de ciclos. Es decir, una mayor capacidad de desplazamiento.
- Los soportes con un nivel de axil reducido de 0.55 comparado con 0.1; registraron menores ciclos hasta llegar a la falla. Este efecto se observó más acentuado para los soportes de alta resistencia. Además, los soportes de alta resistencia registran menos ciclos, comparados con los soportes de resistencia normal.

Tabla 5.4 *Envolvente de resultados directos en el ensayo de carga axial constante y carga lateral cíclica en soportes de hormigón, para el instante de carga máxima y carga última.*

| N° | Id. | Envolvente | | | |
|-----|---------------|-----------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|
| | | V _{max} (kN) | d _{v,max} (mm) | d _u (mm) | V _u (kN) |
| N1 | NF00L05V2S100 | 85.81 | 18.20 | 31.20 | 68.65 |
| N2 | NF00L05V2S50 | 80.01 | 22.44 | 44.46 | 64.62 |
| N3 | NF00L05V1S50 | 63.50 | 18.39 | 52.73 | 58.64 |
| N4 | NF00L10V2S70 | 15.04 | 23.66 | 43.75 | 12.03 |
| N5 | NF00L05V3S50 | 79.47 | 14.64 | 18.08 | 68.57 |
| N6 | NF00L10V3S70 | 17.36 | 25.66 | 33.18 | 16.25 |
| N7 | NF30L05V2S100 | 80.97 | 15.64 | 34.93 | 65.98 |
| N8 | NF30L05V2S50 | 86.06 | 23.85 | 45.03 | 74.79 |
| N9 | NF60L05V2S100 | 83.79 | 20.33 | 38.57 | 74.78 |
| N10 | NF60L05V2S50 | 83.51 | 24.74 | 71.88 | 63.40 |
| N11 | NF60L05V2S600 | 85.75 | 26.66 | 31.42 | 73.83 |
| N12 | NF60L10V2S70 | 13.47 | 19.91 | 52.63 | 10.04 |
| N13 | NF60L10V1S70 | 13.92 | 49.88 | 102.16 | 11.14 |
| N14 | NF60L05V1S50 | 69.92 | 23.14 | 73.25 | 59.10 |
| N15 | HF00L05V2S100 | 133.25 | 20.64 | 20.64 | 133.25 |
| N16 | HF00L05V2S50 | 106.99 | 17.83 | 17.83 | 106.99 |
| N17 | HF00L05V1S50 | 84.47 | 45.85 | 57.15 | 67.58 |
| N18 | HF00L10V1S70 | 14.89 | 107.92 | 109.37 | 14.21 |
| N19 | HF30L05V2S600 | 138.83 | 18.12 | 18.12 | 138.83 |
| N20 | HF60L05V2S100 | 145.51 | 20.97 | 26.27 | 123.36 |
| N21 | HF60L05V2S50 | 123.81 | 32.28 | 34.07 | 111.38 |
| N22 | HF60L05V2S600 | 136.29 | 22.25 | 22.25 | 136.29 |
| N23 | HF60L05V1S50 | 94.87 | 36.44 | 82.66 | 75.90 |
| N24 | HF60L10V1S70 | 20.16 | 27.12 | 87.21 | 16.13 |
| N25 | HF60L10V2S70 | 24.77 | 21.95 | 35.94 | 24.73 |

5.3.3. Definición de los parámetros de ductilidad y energía de disipación

La ductilidad última en desplazamientos se define como $\mu_{\Delta u} = \Delta_{Iy}/\Delta_y$, y la ductilidad última en curvaturas se define como $\mu_{\phi u} = \phi_{Iy}/\phi_y$.

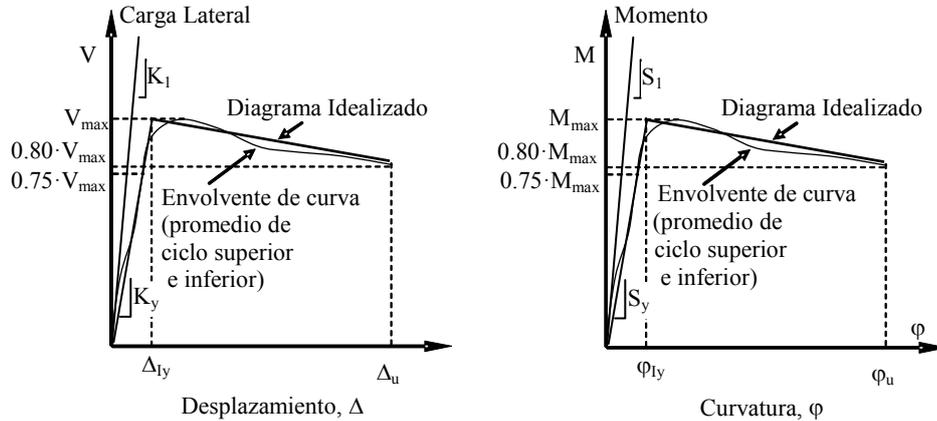


Figura 5.15 Diagrama de la curva idealizada de la envolvente real.

Por otra parte, la energía de disipación correspondiente a cada ciclo-*i* se define como (Figura 5.16):

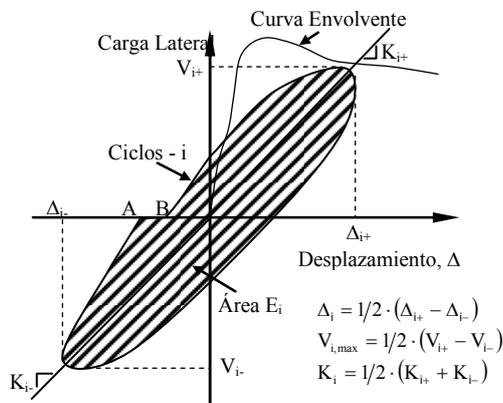


Figura 5.16 Energía de disipación.

$$E_i = \int_A^B V d\Delta \quad 5.1$$

La energía total E_{hist} disipada durante el ensayo hasta alcanzar el fallo convencional es:

$$E_{hist} = \sum_{i=1}^n E_i \quad 5.2$$

siendo n el número de ciclos aplicados a la probeta hasta alcanzar el fallo convencional.

Con el propósito de comparar los resultados de las distintas probetas, se obtiene la energía de disipación normalizada E_N como:

$$E_N = \frac{1}{V_{\max} \cdot \Delta_{ly}} \sum_{i=1}^n E_i \quad 5.3$$

5.3.4. Discusión de resultados

En la siguiente tabla se indican las distintas medidas obtenidas para todos los soportes ensayados (HC y HAR): la ductilidad en curvaturas, la ductilidad en desplazamiento, la energía de disipación, la carga vertical máxima alcanzada (V_{\max}) y el momento máximo alcanzado (M_{\max}). Para todos los casos, se ha considerado el efecto del peso propio; y en el caso del momento, también los efectos de segundo orden. (P-Δ).

Tabla 5.5 Resultados experimentales.

| Tipo | Id | Soporte | Δ_u (mm) | Drift Δ_u/L_s (%) | $\mu_{\Delta u}$ | Ductilidad en Desplazamient o (NCSR-02) | ϕ_u ($\cdot 10^{-3}$ rad/m) | $\mu_{\phi u}$ | E_N | V_{\max} (kN) | M_{\max} (mkN) |
|------------------------------|-----|---------------|--------------------|--------------------------------|------------------|---|--------------------------------------|----------------|-------|--------------------|---------------------|
| Hormigón Convencional | N1 | NF00L05V2S100 | 31.20 | 2.08 | 2.72 | Baja | 69.15 | 3.72 | 7.19 | 85.81 | 71.68 |
| | N2 | NF00L05V2S50 | 44.46 | 2.96 | 3.31 | Media | 108.39 | 5.54 | 8.32 | 80.01 | 67.38 |
| | N3 | NF00L05V1S50 | 52.73 | 3.52 | 3.62 | Media | 150.39 | 6.74 | 15.28 | 63.50 | 47.14 |
| | N4 | NF00L10V2S70 | 43.75 | 2.92 | 3.86 | Media | 116.76 | 5.08 | 26.91 | 15.04 | 16.29 |
| | N5 | NF00L05V3S50 | 18.08 | 1.21 | 2.07 | Baja | 48.24 | 3.37 | 4.12 | 79.47 | 69.55 |
| | N6 | NF00L10V3S70 | 33.18 | 2.21 | 2.37 | Baja | 41.25 | 2.66 | 25.41 | 17.36 | 16.56 |
| | N7 | NF30L05V2S100 | 34.93 | 2.33 | 3.20 | Media | 63.95 | 4.74 | 9.81 | 80.97 | 71.25 |
| | N8 | NF30L05V2S50 | 45.03 | 3.00 | 4.09 | Alta | 158.80 | 8.34 | 13.41 | 86.06 | 75.60 |
| | N9 | NF60L05V2S100 | 38.57 | 2.57 | 3.37 | Media | 112.34 | 5.40 | 8.58 | 83.79 | 70.83 |
| | N10 | NF60L05V2S50 | 71.88 | 4.79 | 4.69 | Alta | 157.00 | 8.80 | 23.10 | 83.51 | 69.36 |
| | N11 | NF60L05V2S600 | 31.42 | 2.09 | 2.17 | Baja | 75.59 | 3.29 | 0.50 | 85.75 | 71.24 |
| | N12 | NF60L10V2S70 | 52.63 | 3.51 | 4.91 | Alta | 324.32 | 12.35 | 48.15 | 13.47 | 17.35 |
| | N13 | NF60L10V1S70 | 102.16 | 6.81 | 4.15 | Alta | 361.46 | 6.95 | 39.29 | 13.92 | 14.83 |
| | N14 | NF60L05V1S50 | 73.25 | 4.88 | 3.84 | Media | 159.34 | 5.84 | 28.25 | 69.92 | 53.16 |
| Hormigón de Alta Resistencia | N15 | HF00L05V2S100 | 24.58 | 1.64 | 1.19 | Baja | 42.18 | 2.37 | 4.48 | 133.25 | 114.63 |
| | N16 | HF00L05V2S50 | 17.83 | 1.19 | 1.22 | Baja | 45.98 | 2.94 | 1.55 | 106.99 | 90.17 |
| | N17 | HF00L05V1S50 | 57.15 | 3.81 | 3.05 | Media | 73.77 | 4.27 | 30.81 | 84.47 | 65.59 |
| | N18 | HF00L10V1S70 | 109.37 | 7.29 | 4.39 | Alta | 67.18 | 5.11 | 23.59 | 14.89 | 18.364 |
| | N19 | HF30L05V2S600 | 18.12 | 1.21 | 1.40 | Baja | 32.27 | 2.01 | 2.74 | 138.83 | 118.27 |
| | N20 | HF60L05V2S100 | 26.27 | 1.75 | 1.93 | Baja | 54.11 | 3.48 | 2.91 | 145.51 | 123.39 |
| | N21 | HF60L05V2S50 | 34.07 | 2.27 | 2.70 | Baja | 106.09 | 4.25 | 6.94 | 123.81 | 111.47 |
| | N22 | HF60L05V2S600 | 22.25 | 1.48 | 1.52 | Baja | 47.60 | 2.65 | 4.05 | 136.29 | 118.66 |
| | N23 | HF60L05V1S50 | 82.66 | 5.51 | 3.38 | Media | 103.82 | 4.94 | 28.87 | 94.87 | 78.37 |
| | N24 | HF60L10V1S70 | 84.05 | 5.60 | 5.13 | Alta | 92.78 | 5.45 | 29.12 | 19.91 | 19.73 |
| | N25 | HF60L10V2S70 | 35.94 | 2.40 | 2.81 | Baja | 35.90 | 4.46 | 11.48 | 24.77 | 32.41 |

5.3.4.1. Efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón.

5.3.4.1.a Hormigón Convencional

En la Figura 5.17 se muestran los resultados correspondientes al análisis del efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras respecto a la capacidad de deformación ($\mu_{\Delta u}$, $\mu_{\varphi u}$) y la capacidad resistente (V_{max} , M_{max}) en función de la resistencia residual última (f_{R3}). Las probetas objeto de comparación son siete: NF60L05V2S600, NF00L05V2S100, NF30L05V2S100, NF60L05V2S100, NF00L05V2S50, NF30L05V2S50 y NF60L05V2S50. Los resultados obtenidos se encuentran en la Tabla 5.5. Los siete especímenes corresponden a soportes de esbeltez 5.77, con resistencia media de 32.84 MPa y un axil reducido medio de 0.36. En todos los casos, se representan los valores agrupados por las diferentes separaciones de la armadura transversal: 600, 100 y 50 mm, lo que se corresponde con los niveles de confinamiento efectivo de 0.01, 0.04 y 0.12. Además, se representa el valor esperado de ductilidad en curvaturas según EC-8 (2004)[58]:

$$\mu_{\varphi u} = \frac{\alpha \cdot \omega_{\omega} + 0,035}{30 \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{b_o}{b_c} \quad 5.4$$

Donde v_d es el axil nominal reducido, $\varepsilon_{sy,d}$ es el valor de la deformación de plastificación de la armadura longitudinal, b_c es el ancho de la sección transversal y b_o es el ancho del núcleo confinado (medido entre las líneas centrales de los cercos confinantes). Se han tomado los coeficientes de seguridad con valores unitarios.

Como era de esperar, la ductilidad en desplazamientos ($\mu_{\Delta u}$) aumenta con el confinamiento (Figura 5.17.a); de tal forma que, en las probetas sin fibras de acero, el disponer del doble de cuantía de armadura transversal ha supuesto un incremento del 30% en la ductilidad en desplazamientos (NF00L05V2S100 vs NF00L05V2S50). Si se analiza la serie correspondiente a un confinamiento $\alpha \omega_{\omega}$ de 0.04 ($s_t=100$ mm), se observa que la fibras mejoran la ductilidad de la probeta, de tal forma que con una cuantía de 30 kg/m³ se incrementa la ductilidad en un 25% (NF00L05V2S100 vs NF30L05V2S100). Sin embargo, el aumentar en 60 kg/m³ supone una ligera mejora respecto a la anterior del 5% (NF30L05V2S100 vs NF60L05V2S100). Este comportamiento es debido a que con las fibras de acero se mejora, por una parte el comportamiento post-pico del hormigón y por otra parte, se retrasa el salto del recubrimiento, incrementándose la curvatura de las secciones situadas en la rótula

plástica sin pérdida de capacidad resistente significativa. Sin embargo, el disponer 60 kg/m³ en lugar de 30 kg/m³ no supone un incremento significativo de la ductilidad, debido a que la armadura comprimida pandea, lo cual limita la capacidad de deformación de la probeta. Aunque las fibras retrasan el salto del recubrimiento, este efecto no es suficiente como para evitar el pandeo.

En el caso de la serie correspondiente a $\alpha\omega_o = 0.12$ ($s_t = 50$ mm), disponer 30 kg/m³ de fibras supone una mejora de ductilidad del 23% (NF00L05V2S50 vs NF30L05V2S50) y de 60 kg/m³ supone una mejora del 16% respecto al anterior (NF30L05V2S50 vs NF60L05V2S50). En este caso se observa que la armadura no pandea y la ductilidad $\mu_{\Delta u}$ mejora proporcionalmente con la cuantía volumétrica de fibras metálicas (R_{Iv}). Por otra parte, la probeta NF60L05V2S600 ($s_t = 600$ mm y 60 kg/m³ de fibras) muestra la menor ductilidad $\mu_{\Delta u}$ de todas las probetas analizadas en este apartado. En este caso, el posible efecto favorable de las fibras no se produce debido a que la armadura comprimida pandea, dando lugar a una pérdida de capacidad resistente muy significativa en el comportamiento post-pico.

La ductilidad en curvaturas ($\mu_{\phi u}$) presenta la misma tendencia que la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ (Figura 5.17.a y 17.b). En cuanto a la comparación con el valor esperado de ductilidad según EC-8 (2004) [58], se observa que para este caso la normativa se encuentra del lado de la seguridad (pues no tiene en cuenta el efecto favorable de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón). Puesto que la curvatura elástica ideal (ϕ_{Iy}) de todas las probetas es prácticamente la misma (valor medio $\phi_{Iy} = 18,89 \cdot 10^{-3}$ rad/m, C.V.=15%), el incremento de $\mu_{\phi u}$ se debe al incremento de curvatura última (ϕ_u) que se produce al mejorar el comportamiento post-pico del hormigón cuando se incrementa el confinamiento efectivo o al incluir fibras de acero en la masa de hormigón, mientras que la armadura no pandee, alcanzándose en la sección deformaciones importantes tanto en la armadura como en el hormigón.

El valor promedio de la carga lateral adimensional $V_{max}/(b \cdot h \cdot f_c)$ es de 0.07 con un coeficiente de variación del 7.16% para el conjunto de las siete probetas analizadas (Figura 5.17.c). La dispersión de resultados obtenidos es razonable con la variación típica de este tipo de pruebas de laboratorio. Por consiguiente, no se observa variación significativa en la carga lateral por efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón.

Por último, el valor promedio del momento de agotamiento adimensional, $M_{max}/(b \cdot h^2 \cdot f_c)$ es de 0.21 con un coeficiente de variación del 5.37%, para el conjunto de las siete probetas analizadas (Figura 5.17.d). De nuevo, la dispersión de resultados es razonable con este tipo de ensayos. Los resultados presentan la misma tendencia que en carga máxima, observándose que no existe un incremento del momento de agotamiento por efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras. Se ha observado que, tras saltar

el recubrimiento, el núcleo confinado de la sección no tiene una capacidad resistente superior al de la sección íntegra. Además, en la situación de momento máximo la armadura longitudinal está traccionada y no se evidencia una mejoría significativa de la resistencia de la sección debido a la posible resistencia residual a tracción en el hormigón por efecto de las fibras de acero.

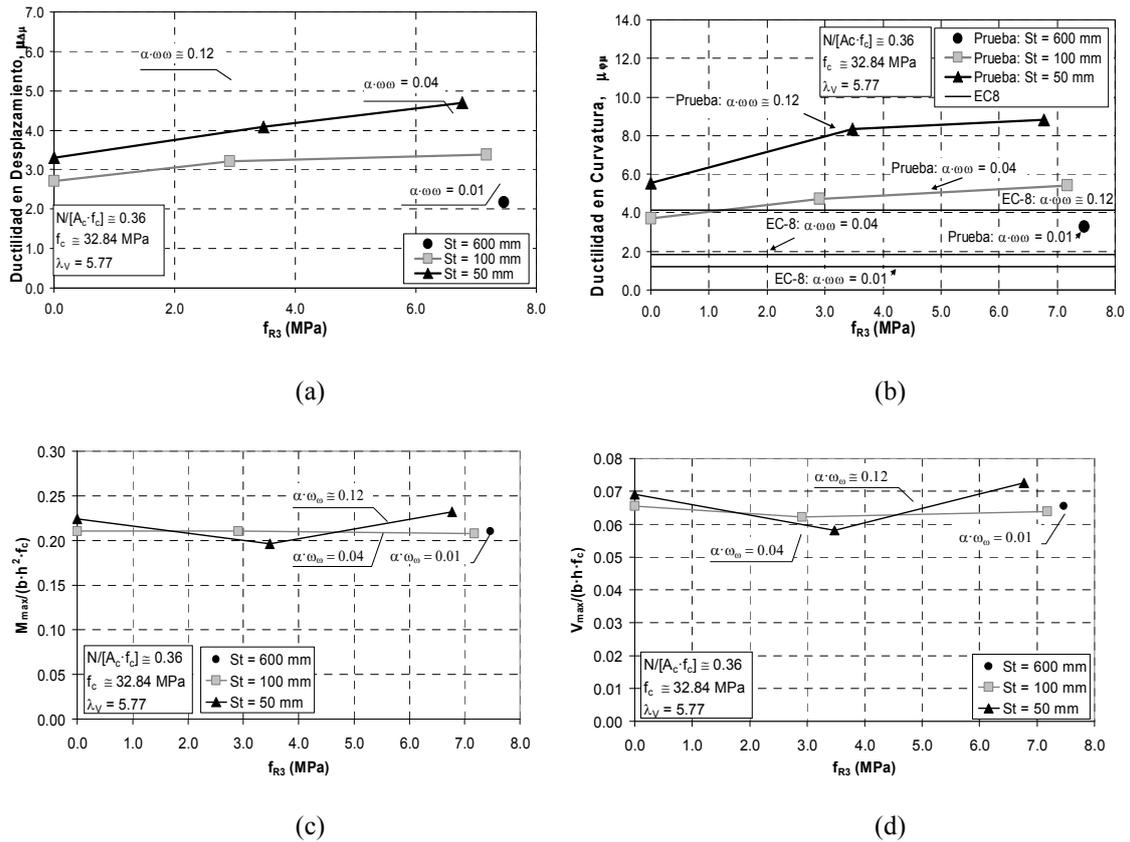


Figura 5.17 Capacidad de deformación y de resistencia: efecto de la cuantía de armadura transversal y la cuantía volumétrica de fibras de acero.

En la Figura 5.18, se muestran los diagramas momento – curvatura adimensionales correspondientes a las curvas envolventes. Se puede observar cómo en las probetas NF00L05V2S100 y NF30L05V2S100 (ambas con $s_t = 100$ mm) el salto del recubrimiento significa una pérdida de capacidad portante. Sin embargo, en la probeta NF60L05V2S100 dicha pérdida tiene menos importancia. En las probetas con $s_t = 50$ mm no se manifiesta dicha pérdida. Por último, en la probeta con $s_t = 600$ mm (NF60L05V2S600), el salto del recubrimiento supuso la finalización del ensayo.

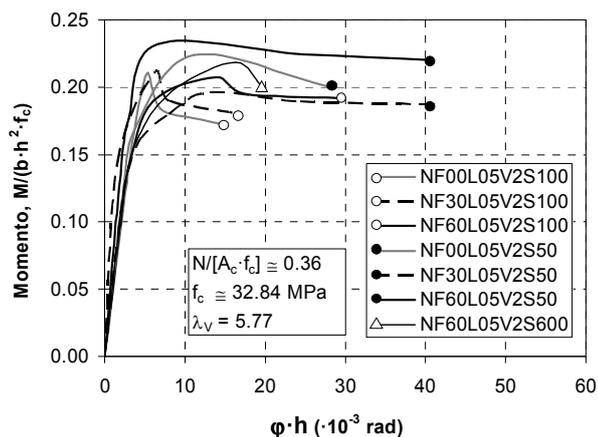


Figura 5.18 Envolvente de momento – curvatura: efecto de la cuantía de armadura transversal y la cuantía volumétrica de fibras de acero.

En la Tabla 5.5, puede observarse que la tendencia en relación con la energía de disipación normalizada (E_N) es la misma que la obtenida para $\mu_{\Delta u}$. La probeta que peor se comporta es la NF60L05V2S600. Las probetas NF00L05V2S100, NF30L05V2S100 y NF60L05V2S100, con un confinamiento $\alpha\omega_\omega$ de 0.04 ($s_t=100\text{mm}$), muestran valores de E_N similares a pesar de ir incrementando la cantidad de fibras. Sin embargo, en las probetas NF00L05V2S50, NF30L05V2S50 y NF60L05V2S50, con un confinamiento $\alpha\omega_\omega$ de 0.12 ($s_t=50\text{mm}$), E_N aumenta con la cantidad de fibras de acero, de tal forma que la probeta NF60L05V2S50 muestra la mejor capacidad de absorción de energía.

5.3.4.1.b Hormigón de Alta Resistencia

En la Figura 5.19 se muestran los resultados correspondientes al análisis del efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras respecto a la capacidad de deformación ($\mu_{\Delta u}$, $\mu_{\phi u}$) y la capacidad resistente (V_{\max} , M_{\max}) en función de la resistencia residual última (f_{R3}). Las probetas objeto de comparación son seis: HF00L05V2S50, HF60L05V2S50, HF00L05V2S100, HF60L05V2S100, HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600. Los resultados obtenidos se encuentran en la Tabla 5.5. Los seis especímenes corresponden a soportes de esbeltez 5.77, resistencia media de 73.52 MPa y un axil reducido medio de 0.34. En todos los casos se representan los valores agrupados por las diferentes separaciones de la armadura transversal: 600, 100 y 50 mm, lo que se corresponde con los niveles de confinamiento efectivo de 0.01, 0.02 y 0.05.

Como era de esperar, la ductilidad en desplazamientos ($\mu_{\Delta u}$) aumenta con el confinamiento (Figura 5.19.a), de tal forma que en las probetas sin fibras de acero, el disponer del doble de cuantía de armadura transversal ha supuesto un ligero incremento

en la ductilidad en desplazamientos del 8% (HF00L05V2S100 vs HF00L05V2S50). Si se analiza la serie correspondiente a un confinamiento $\alpha\omega_0$ de 0.02 ($s_t=100\text{mm}$) se observa que las fibras mejoran la ductilidad de la probeta en un 10% (HF00L05V2S100 vs HF60L05V2S100). Las fibras retrasan el pandeo de la armadura comprimida y mejoran el comportamiento post-pico.

En el caso de la serie correspondiente a $\alpha\omega_0 = 0.05$ ($s_t = 50 \text{ mm}$), disponer de 60 kg/m^3 de fibras supone una mejora de ductilidad del 42%, HF00L05V2S50 (Figura 5.10.a) vs HF60L05V2S50 (Figura 5.10.b). En este caso, las fibras mejoran el comportamiento post-pico. En la probeta HF00L05V2S50, la armadura comprimida no pandeo mientras que sí lo hace en la probeta HF60L05V2S50 en donde la deformación de la armadura comprimida es mayor en situación última. La inclusión de fibras incrementa la curvatura en las secciones situadas en la rótula plástica, y por ende la deformación de la armadura comprimida en comparación con la probeta sin fibras de acero, disminuyendo notablemente la rigidez de la armadura comprimida, de tal forma que al saltar el recubrimiento, pandeo dicha armadura.

Por otra parte, la probetas HF30L05V2S600 ($s_t = 600 \text{ mm}$ y 30 kg/m^3 de fibras) y HF60L05V2S600 ($s_t = 600 \text{ mm}$ y 60 kg/m^3 de fibras) no son dúctiles ($\mu_{\Delta u}$ igual a 1.4 y 1.52 respectivamente). En este caso, el posible efecto favorable de las fibras no se produce debido a que la armadura comprimida pandeo dando lugar a una pérdida de capacidad resistente muy significativa en el comportamiento post-pico (Figura 5.2-S13).

La ductilidad en curvaturas ($\mu_{\phi u}$) presenta aproximadamente la misma tendencia que la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ (Figura 5.19.a y Figura 5.19.b). En este caso la inclusión de fibras mejora la ductilidad en curvaturas en más de un 40% tanto para la separación s_t de 100 como para 50 mm. En cuanto a la comparación con el valor esperado de ductilidad según EC-8 (2004) [58], se observa que para este caso la normativa se encuentra del lado de la seguridad (pues no tiene en cuenta el efecto favorable de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón). Puesto que la curvatura elástica ideal (ϕ_{ly}) de todas las probetas es prácticamente la misma (valor medio $\phi_{ly}=17.99 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$, C.V.=19%), el incremento de $\mu_{\phi u}$ se debe al incremento de curvatura última (ϕ_u) que se produce al mejorar el comportamiento post-pico del hormigón cuando se incrementa el confinamiento efectivo o al incluir fibras de acero en la masa de hormigón, mientras que la armadura no pandee, alcanzándose en la sección deformaciones importantes tanto en la armadura como en el hormigón.

El valor promedio de la carga lateral adimensional $V_{\max}/(b \cdot h \cdot f_c)$ es de 0.05 con un coeficiente de variación del 12% para el conjunto de las siete probetas analizadas (Figura 5.19.c). La dispersión de resultados obtenidos es razonable con la variación típica de este tipo de pruebas de laboratorio. Por consiguiente, no se observa variación

significativa en la carga lateral por efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón.

Por último, el valor promedio del momento de agotamiento adimensional, $M_{max}/(b \cdot h^2 \cdot f_c)$ es de 0.15 con un coeficiente de variación del 12% para el conjunto de las siete probetas analizadas (Figura 5.19.d). De nuevo, la dispersión de resultados es razonable con este tipo de ensayos. Los resultados presentan la misma tendencia que en carga máxima, observándose que no existe un incremento significativo del momento de agotamiento por efecto del confinamiento y de la inclusión de fibras.

En la Figura 5.20 se muestran los diagramas momento – curvatura adimensionales correspondientes a las curvas envolventes. Se muestra cómo la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón significa disminución en la pérdida de capacidad portante en el comportamiento post-pico (HF00L05V2S100 vs HF60L05V2S100). En las probetas con $s_t = 50$ mm, no se manifiesta dicha pérdida, suponiendo la inclusión de fibras en un incremento de la ductilidad de la sección (HF00L05V2S50 vs HF60L05V2S50). Por último, en las probetas con $s_t = 600$ mm (HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600), el salto del recubrimiento supuso la finalización del ensayo.

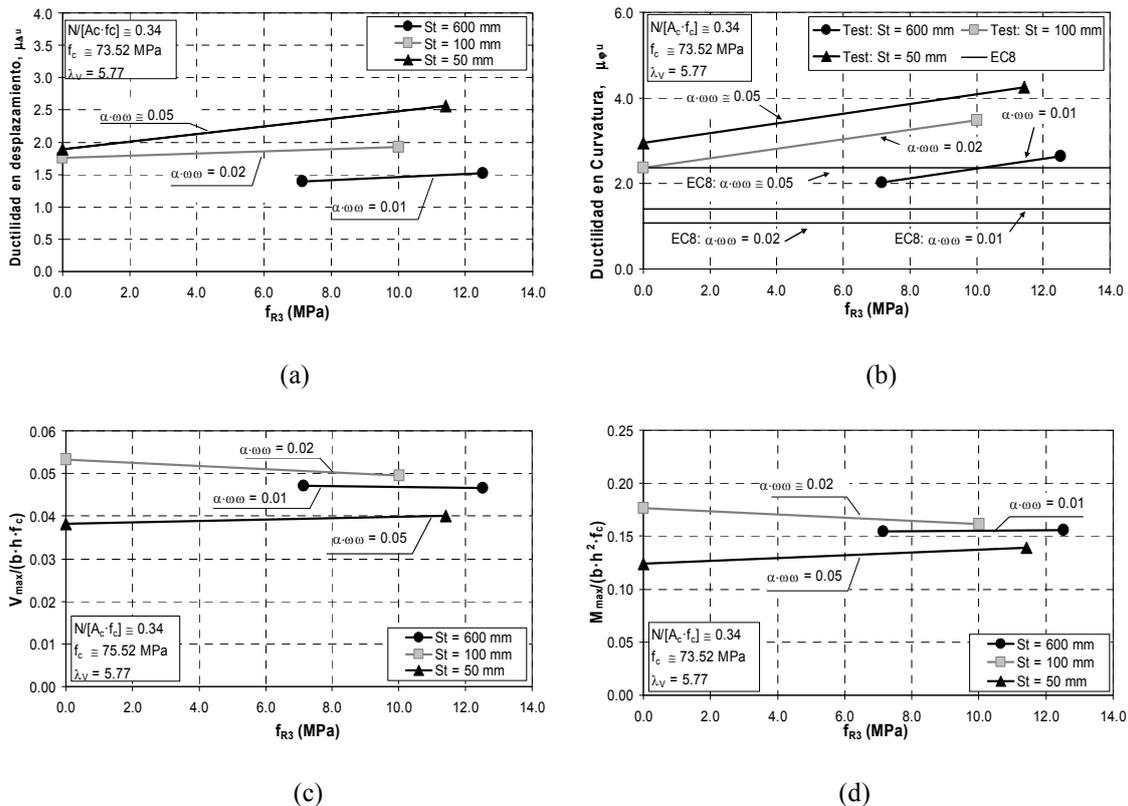


Figura 5.19 Capacidad de deformación y de resistencia: efecto de la cuantía de armadura transversal y la cuantía volumétrica de fibras de acero.

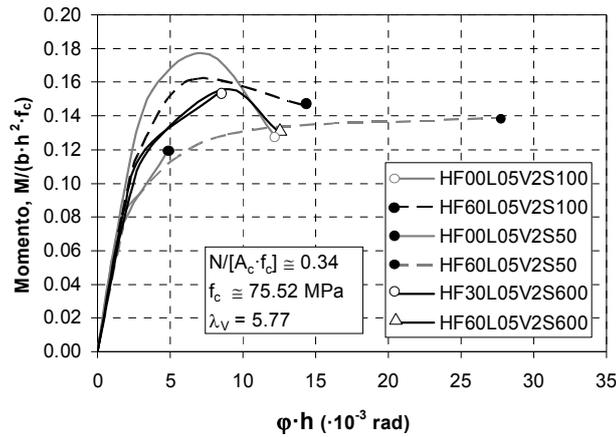


Figura 5.20 Envolvente momento – curvatura: efecto de la cuantía de armadura transversal y la cuantía volumétrica de fibras de acero.

En la Tabla 5.5, puede observarse que la tendencia de la energía de disipación normalizada (E_N) es la misma que la obtenida para $\mu_{\Delta u}$. Las probetas que peor se comportan son HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600. Las probetas HF00L05V2S100 y HF60L05V2S100, con un confinamiento $\alpha\omega_0$ de 0.02 ($s_t=100\text{mm}$), muestran valores de E_N similares a pesar de haber incrementando la cantidad de fibras. Sin embargo, en las probetas NF00L05V2S50, NF30L05V2S50 y NF60L05V2S50, con un confinamiento $\alpha\omega_0$ de 0.05 ($s_t=50\text{mm}$), E_N aumenta con la cantidad de fibras de acero, de tal forma que la probeta HF60L05V2S50 muestra la mejor capacidad de absorción de energía.

5.3.4.2. Efecto de la resistencia del hormigón (HC y HAR)

En la Figura 5.21 se muestran los resultados correspondientes al análisis del efecto de la resistencia del hormigón respecto a la capacidad de deformación ($\mu_{\Delta u}$, $\mu_{\phi u}$) y la capacidad resistente (V_{\max} , M_{\max}) en función del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v). Todas las probetas se caracterizan por una esbeltez de 5.77 y están sometidas a un axil reducido medio de 0.34. Las probetas objeto de análisis son: cuatro de HAR, una sin fibras (HF00L05V2S50) y tres con fibras (HF60L05V2S50, HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600); y cuatro de HC, una sin fibras (NF00L05V2S100) y tres con fibras de acero (NF30L05V2S100, NF60L05V2S100 y NF60L05V2S600). Los resultados numéricos se encuentran en la Tabla 5.5. En todos los casos se representan los valores agrupados por tipo de hormigón (HC o HAR) y nivel de confinamiento $\alpha\omega_0$ (0.01 y 0.04). Además, en la Figura 5.21.b se representa el valor esperado de ductilidad, según la Ec. 5.4.

A igualdad de confinamiento efectivo $\alpha\omega_o$ la ductilidad en desplazamientos ($\mu_{\Delta u}$) registrada en las probetas de HC es superior al HAR, suponiendo una diferencia media: para $\alpha\omega_o = 0.04$ del 40% en las probetas sin fibras de acero y del 25% en las probetas con 60 kg/m^3 de fibras y, para $\alpha\omega_o = 0.01$ mayor del 40% en las probetas con 60 kg/m^3 de fibras (Figura 5.21.a). Si se analiza la serie correspondiente a un confinamiento $\alpha\omega_o$ de 0.04 (con $s_t = 100 \text{ mm}$ para HC y $s_t = 50 \text{ mm}$ para HAR), se observa como en ambos casos la inclusión de fibras de acero ha supuesto la mejora de ductilidad (Figura 5.10 y Figura 5.21.a), para 60 kg/m^3 en HAR superior al 40% y en HC del 25%. El efecto favorable de las fibras de acero es más patente en HAR que en HC debido que el HAR es más frágil que el HC (Figura 5.8.a y Figura 5.10.a). Cabe señalar que la probeta de HAR (HF60L05V2S50) muestra una ductilidad semejante que la probeta de HC (NF00L05V2S100), con la inclusión de fibras de acero en la masa de HAR, pueden alcanzarse niveles de ductilidad semejantes al HC. Respecto a las probetas cuya separación $s_t = 600 \text{ mm}$, tanto para HC como de HAR, el efecto favorable de las fibras no se produce, debido a que la armadura comprimida pandea, dando lugar a una pérdida de capacidad significativa. (Figura 5.2-S13 y Figura 5.1-S7)

La ductilidad en curvaturas ($\mu_{\phi u}$), presenta aproximadamente la misma tendencia que la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ (Figura 5.21.a y Figura 5.21.b). Para todas las probetas y a igualdad de parámetros, la ductilidad en curvaturas en las probetas HC, es un 25% superior que el valor obtenido para HAR. La inclusión de fibras de acero ha supuesto un incremento superior al 45% del factor de ductilidad para una cuantía de 60 kg/m^3 tanto en HAR como en HC y $\alpha\omega_o$ de 0.04.

Teóricamente, según el EC-8 (2004) [58] la expresión 5.4, la ductilidad en curvaturas depende del confinamiento efectivo $\alpha\omega_o$, del axil reducido v_d , de la deformación de plastificación $\varepsilon_{sy,d}$, del ancho de la sección transversal b_c y del ancho del núcleo confinado b_o . Sin embargo, aunque estos cinco parámetros son prácticamente iguales en las probetas de HAR y HC sin fibras, la ductilidad en curvaturas obtenida no tiene el mismo valor. En cuanto a la comparación con el valor esperado de ductilidad según EC-8 (2004) [58], se observa que para este caso la normativa se encuentra del lado de la seguridad.

En cuanto a la carga lateral adimensional $V_{\max}/(b \cdot h \cdot f_c)$, se observa que no existe una variación significativa por efecto del confinamiento o de la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón (Figura 5.21.c), tanto en HC (valor promedio de 0.07, C.V.=4.09%) como en HAR (valor promedio de 0.04, C.V.=10.41%).

Los resultados respecto al momento de agotamiento adimensional, $M_{\max}/(b \cdot h^2 \cdot f_c)$ presentan la misma tendencia que para la carga lateral adimensional. Así, tanto en HC (valor promedio de 0.21, C.V.=2.26%) como HAR (valor promedio de 0.14, C.V. = 10.40%), el momento de agotamiento tampoco se incrementa por efecto del

confinamiento y de la inclusión de fibras de acero. En ambos casos, se ha observado que, tras saltar el recubrimiento, el núcleo confinado de la sección no tiene una capacidad resistente superior al de la sección íntegra. Además, en la situación de momento máximo, la armadura longitudinal está traccionada y no se evidencia una mejora significativa de la resistencia de la sección, debido a la posible resistencia residual a tracción en el hormigón por efecto de las fibras de acero.

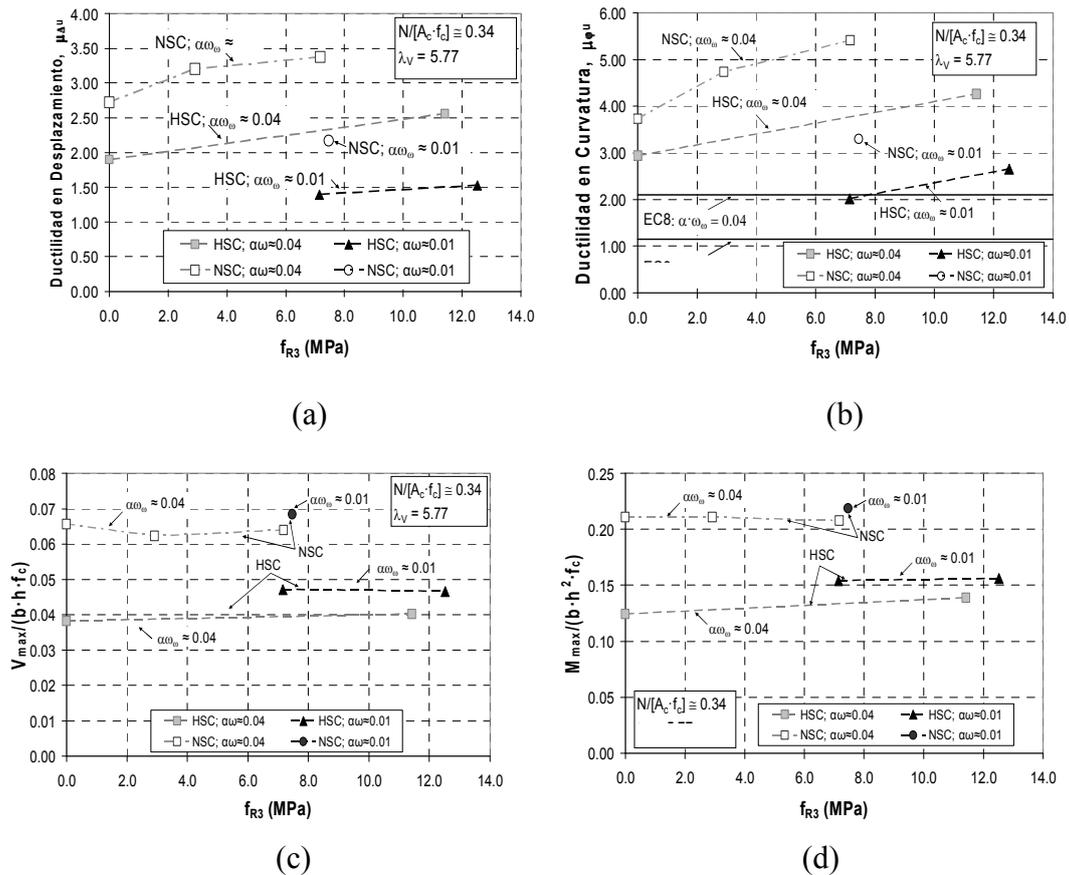


Figura 5.21 Capacidad de deformación en hormigón de resistencia normal y de alta .

En la Figura 5.22 se muestran los diagramas momento – curvatura adimensionales correspondientes a las curvas envolventes. Respecto a las probetas fabricadas con hormigón sin fibras de acero (HF00L05V2S50 vs NF00L05V2S100), puede observarse el salto del recubrimiento en las de HC ($s_t = 100$ mm), sin embargo, en las de HAR no se ha producido ($s_t = 50$ mm). Con respecto a las probetas con fibras de acero, se evidencia el salto del recubrimiento para 30 kg/m^3 y HC (NF30L05V2S100), mientras que para 60 kg/m^3 , no se evidencia en HC ni en HAR (NF60L05V2S100 y HF60L05V2S50). Por último, en las probetas con $s_t = 600$ mm (NF60L05V2S600, HF30L05V2S600 y HF60L05V2S600), el salto del recubrimiento supuso la finalización

del ensayo. En general, se evidencia que las probetas fabricadas con HAR son más frágiles que las HC, a igualdad de parámetros a pesar que existe una mayor posibilidad de pandeo de la armadura comprimida en las probetas de HC a causa de la mayor separación de estribos s_t adoptada (100 mm en HC, frente a 50 mm en HAR).

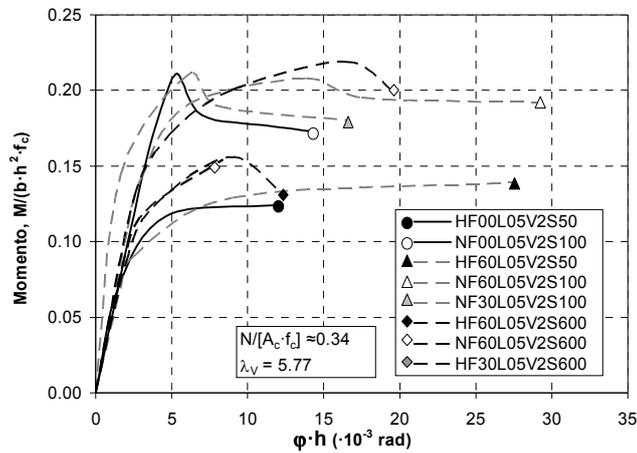


Figura 5.22 Envolvente momento – curvatura: efecto de la resistencia del hormigón.

En la Tabla 5.5, puede observarse que la tendencia en relación con la energía de disipación normalizada (E_N) es la misma que la obtenida para $\mu_{\Delta u}$. La energía E_N aumenta con la inclusión de fibras metálicas y el nivel de confinamiento efectivo $\alpha \omega_o$ y al disminuir la resistencia del hormigón. De nuevo puede observarse como la probeta de HAR, HF60L05V2S50 muestra una energía E_N similar al de la probeta de HC, NF00L05V2S100. Es decir, la utilización del HAR junto a la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón (steel fiber reinforced high-strength concrete, SFRHAR) y una adecuada disposición de armadura transversal, puede permitir diseñar soportes con una resistencia superior al del HC y, con una ductilidad y capacidad de disipación de energía semejante al del HC. En consecuencia, el SFRHAR podría ser utilizado en mejores condiciones de seguridad estructural que el HC, en soportes y en zonas de sismicidad baja o media. Sin embargo las normativas no tienen en cuenta este efecto favorable en HC ni en HAR, requiriéndose de un estudio más exhaustivo para valorarlo.

5.3.4.3. Efecto del nivel de axil y de la esbeltez del soporte

5.3.4.3.a Hormigón Convencional

En la Figura 5.23 se muestran los resultados correspondientes al análisis del efecto del nivel de axil y la esbeltez del soporte en relación a la capacidad de deformación ($\mu_{\Delta u}$, $\mu_{\phi u}$) y la capacidad resistente (V_{max} , M_{max}) en función del axil reducido $N/(b \cdot h \cdot f_c)$. Se muestran los resultados correspondientes a las probetas fabricadas con hormigón sin

fibras y reforzadas con 60 kg/m^3 de fibras de acero. Las probetas objeto de análisis son: cinco sin fibras (NF00L05V1S50, NF00L05V2S50, NF00L05V3S50, NF00L10V2S70 y NF00L10V3S70) y cuatro reforzadas con fibras (NF60L05V1S50, NF60L05V2S50, NF60L10V1S70 y NF60L10V2S70). Los resultados numéricos se encuentran en la Tabla 5.5. En todos los casos, se representan los valores agrupados por el tipo de hormigón (con o sin fibras) y la esbeltez del soporte. Además, en la Figura 5.23.b se representa el valor esperado de ductilidad según la Ec. 5.4 vista anteriormente.

Aunque no se tienen valores de ductilidad para la probeta más esbelta ($\lambda_v=10.71$) sin fibras y un axil reducido de 0.10, es esperable que le correspondan valores similares a los registrados para las probetas con este mismo nivel de axil (NF00L05V1S50 y NF60L05V1S50), puesto que los efectos de segundo orden no son importantes.

Si se analiza el efecto del nivel de axil en relación a la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ (Tabla 5.5 y Figura 5.23.a), puede observarse que en soportes con fibras de acero, la ductilidad crece con el nivel de axil en todos los casos (NF60L05V1S50 y NF60L05V2S50; NF60L10V1S70 y NF60L10V2S70). En cambio, en las probetas sin fibras, la tendencia de variación $\mu_{\Delta u}$ depende de la esbeltez y del axil reducido. Así, en el caso de menor esbeltez ($\lambda_v=5.77$), la ductilidad decrece conforme se incrementa el nivel de axil (NF00L05V1S50, NF00L05V2S50 y NF00L05V3S50). En el caso de mayor esbeltez ($\lambda_v=10.71$), y suponiendo que el valor de $\mu_{\Delta u}$ para un axil reducido es similar al de la probeta NF00L05V1S50 indicada anteriormente, la ductilidad se mantiene prácticamente constante hasta un determinado nivel de axil reducido (en torno a 0.35) a partir del cual la ductilidad decrece (NF00L10V2S70 y NF00L10V3S70). Se considera necesario explicar que investigaciones previas (Paultre et al (2001)[123]; Wang et al (1994)[164]; Bae y Bayrak (2006)[16]) también han constatado que la ductilidad disminuye con el nivel de axil en soportes de hormigón sin fibras con esbeltez reducida ($\lambda_v < 6$). Estas tendencias también se observan cuando se analiza la ductilidad en curvaturas (Tabla 5.5 y Figura 5.23.b).

Teóricamente (Bai y Au (2009)[19]) y experimentalmente (Tabla 5.5 y Figura 5.23.b), se constata que la ductilidad en curvaturas se incrementa con la cuantía de armadura longitudinal en el caso de secciones con armadura simétrica. Así, en el caso de probetas sin fibras de acero, la sección con $\rho_l = 1.74\%$ empleada en las probetas menos esbeltas ($\lambda_v=5.77$) muestran la mayor ductilidad en curvaturas. Sin embargo, este comportamiento se invierte si se estudia experimentalmente la ductilidad en desplazamientos para un nivel de axil medio, de 0.35 (NF00L05V2S50 vs NF00L10V2S7, Figura 5.23.a). Para niveles de axil pequeños (de 0.10) o altos (de 0.55), este efecto no se produce. Tal comportamiento depende de la importancia de los efectos de segundo orden y de la ductilidad de la sección: en el caso de un esfuerzo axil

pequeño (de 0.1), los efectos de segundo orden no son importantes y es previsible un comportamiento en desplazamientos semejante al registrado a nivel sección; en el caso de un axil medio (de 0.35), los efectos de segundo orden son importantes y además la sección es suficientemente dúctil; y aunque en el caso de un esfuerzo axil alto (de 0.55) los efectos de segundo orden sí son importantes, pero la sección no es suficientemente dúctil.

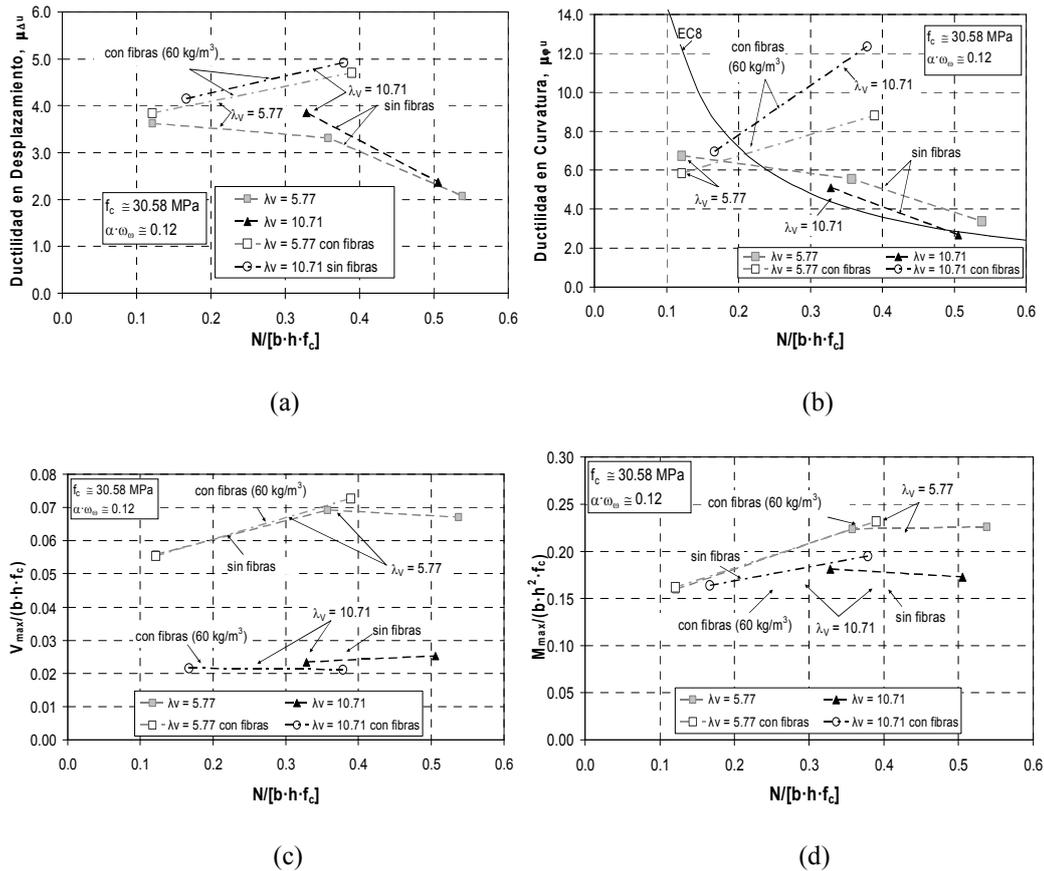


Figura 5.23 Capacidad de deformación y de resistencia (Hormigón Convencional): efecto de la esbeltez a cortante, el nivel de carga axial y la cuantía volumétrica de fibras de acero.

Por consiguiente, para que la esbeltez influya en la ductilidad del soporte; los efectos de segundo orden tienen que ser importantes, la sección debe tener un comportamiento en rotura suficientemente dúctil y obviamente, la situación de fallo de la probeta ha de ser por agotamiento de los materiales y no por inestabilidad de la probeta. Así, aunque la probeta más esbelta (NF00L10V2S70) presenta una menor ductilidad en curvaturas que la probeta (NF00L05V2S50), los esfuerzos de segundo orden son tan importantes que modifican el diagrama de momentos totales de la probeta, incrementándose la zona potencial de plastificación de la probeta.

En la Figura 5.24, se muestra la deformada de la probeta correspondiente al lado instrumentado de las probetas NF00L05V2S50 y NF00L10V2S70, para la situación de fallo convencional. Se ha representado en el eje de ordenadas la relación entre el desplazamiento vertical de la sección (δ) y el desplazamiento máximo registrado en la sección de empotramiento (δ_{\max}). Puede observarse que en la deformada de la probeta más esbelta, existe una concentración importante de curvaturas en la longitud crítica del soporte.

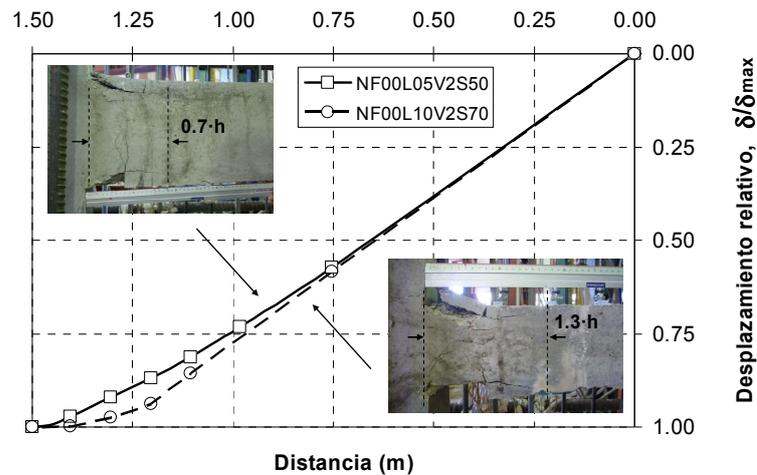


Figura 5.24 Deformación relativa del soporte. Efecto de la esbeltez.

En la Figura 5.25 se muestran los diagramas momento – curvatura adimensionales correspondientes a las curvas envolventes. En la Figura 5.25.a, se puede observar el típico comportamiento de dos secciones con distinta cuantía de armadura longitudinal (sin fibras), sometidas a una variación de esfuerzo axial. Debido a la limitación del ensayo estructural, únicamente para los casos de axial alto, ha sido posible alcanzar la situación de fallo convencional. En la Figura 5.25.b, se ilustran los diagramas correspondientes a probetas con fibras de acero, en las que no se ha observado una rama post-pico de descenso.

En las probetas sin fibras de acero, la ductilidad en curvaturas ($\mu_{\phi u}$), disminuye con el esfuerzo axial y la cuantía de armadura longitudinal (Figura 5.23.b). Sin embargo, esta tendencia se invierte en las probetas con fibras de acero (NF60L05V2S50, NF60L10V1S70, NF60L05V1S50 y NF60L10V2S70), presentando la misma tendencia observada respecto a la ductilidad en desplazamientos. El diagrama momento – curvatura para estas probetas (Figura 5.25.b) muestra un comportamiento cuasi elástico – plástico perfecto, por lo que el descenso en el comportamiento post-pico en el diagrama carga – desplazamiento no se debe a una pérdida de capacidad de la probeta

por degradación del material, sino exclusivamente al efecto P- Δ (Figura 5.8.f, Figura 5.9.(e, f y g)).

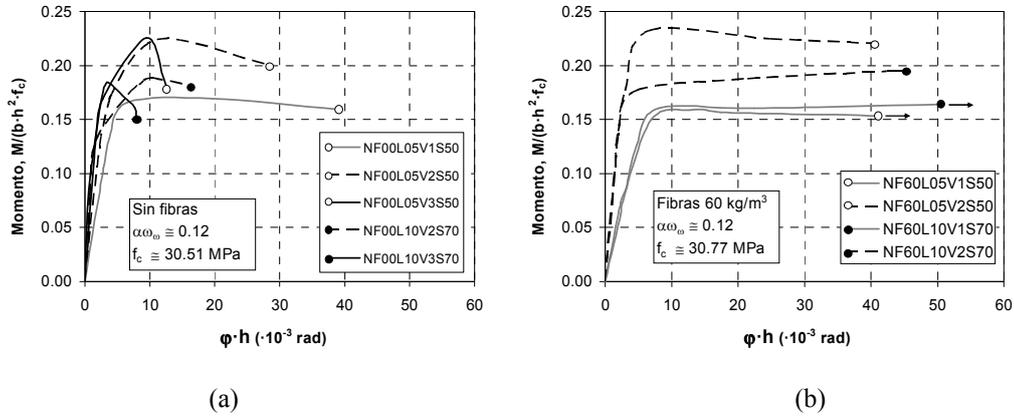


Figura 5.25 Envolvente momento – curvatura: efecto de la esbeltez a cortante y el nivel de carga axial (a) Sin fibras (b) Con fibras.

En cuanto a la comparación con el EC-8 (2004)[58] se observa que para las probetas sin fibras de acero (Figura 5.23.b), la normativa se encuentra del lado de la seguridad para niveles de axil medio o alto. En el caso de un esfuerzo axil bajo, aunque teóricamente en la sección se puede obtener la ductilidad señalada por la normativa, en los ensayos experimentales no ha sido posible alcanzar en estas probetas la situación de fallo convencional. Y respecto a las probetas con fibras, para un esfuerzo axil bajo tampoco se ha alcanzado el fallo convencional y para un esfuerzo axil medio la normativa se muestra excesivamente conservadora.

En cuanto a la carga máxima y el momento máximo (Figura 5.23.c y Figura 5.23.d), se observa un capacidad resistente similar entre las probetas con o sin fibras de acero, a igualdad del resto de parámetros. El resto de las tendencias son las esperables al variar la cuantía de armadura longitudinal, la esbeltez y el nivel de axil.

Finalmente, la tendencia que se observa en relación con la energía de disipación normalizada (E_N) es la misma que la que se muestra para la ductilidad en desplazamientos ($\mu_{\Delta u}$).

5.3.4.3.b Hormigón de Alta Resistencia

En la Figura 5.26, se muestran los resultados correspondientes al análisis del efecto del nivel de axil y la esbeltez del soporte en relación con la capacidad de deformación ($\mu_{\Delta u}$, $\mu_{\phi u}$) y la capacidad resistente (V_{max} , M_{max}) en función del axil reducido $N/(b \cdot h \cdot f_c)$. Se muestran los resultados correspondientes a las probetas fabricadas con hormigón sin

fibras y reforzadas con 60 kg/m^3 de fibras de acero. Las probetas objeto de análisis son tres sin fibras (HF00L05V2S50 , HF00L05V1S50 y HF00L10V1S70) y cuatro reforzadas con fibras (HF60L05V2S50 , HF60L05V1S50, HF60L10V1S70 y HF60L10V2S70). Los resultados se encuentran en la Tabla 5.5. En todos los casos se representan los valores agrupados por el tipo de hormigón (con o sin fibras) y la esbeltez del soporte. Además, en la Figura 5.26.b se representa el valor esperado de ductilidad según la Ec. 5.4.

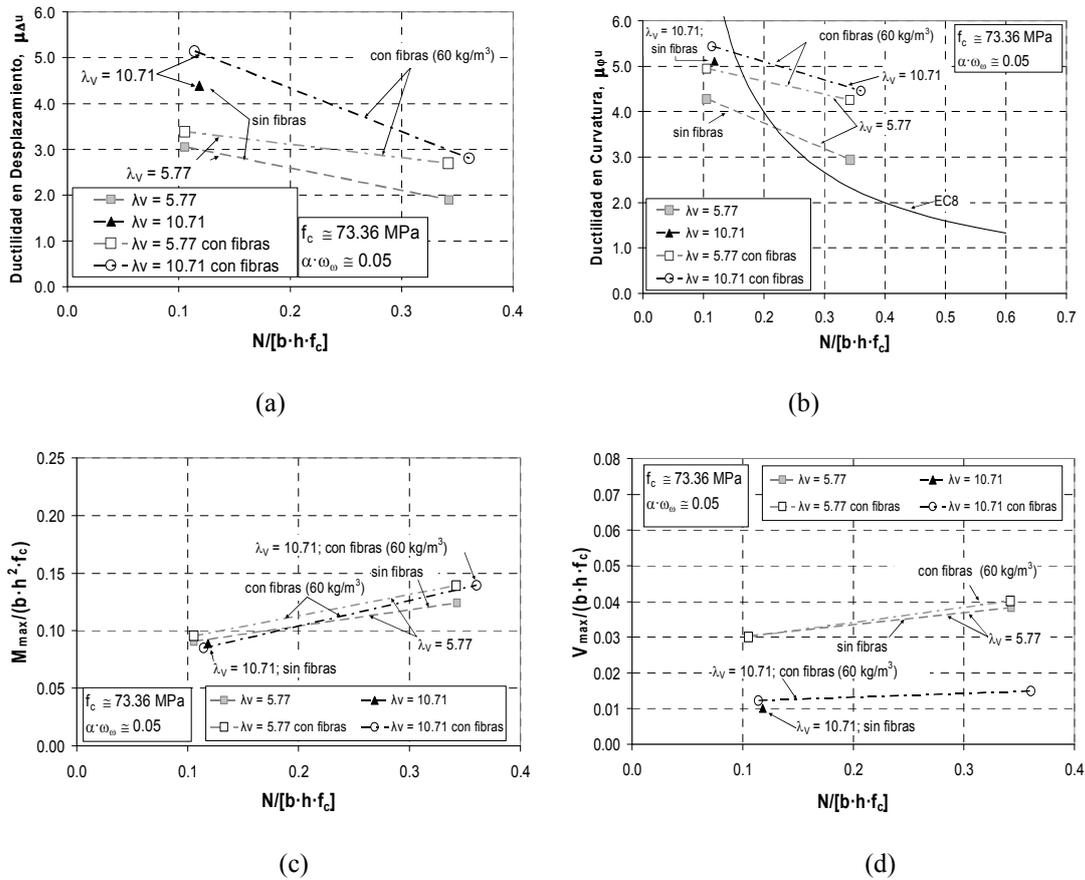


Figura 5.26 Capacidad de deformación y de resistencia (Hormigón de Alta Resistencia): efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial y cuantía volumétrica de fibras de acero.

Si se analiza el efecto del nivel de axil respecto a la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ (Tabla 5.5 y Figura 5.26.a), puede observarse que en soportes de HAR, la ductilidad decrece con el nivel de axil, independientemente del contenido de fibras y de la esbeltez del soporte. Puede observarse que en los soportes con fibras de acero se registra una menor pérdida de ductilidad al incrementar el nivel de axil. Investigaciones previas (Paultre et. al (2001)[123]; Wang et al (1994)[164]; Bae y Bayrak (2006)[16]) con esbeltez reducida ($\lambda_v < 6$), también han constatado que la ductilidad disminuye con el

nivel de axil en soportes de hormigón de HAR sin fibras. Estas tendencias también se observan cuando se analiza la ductilidad en curvaturas (Tabla 5.5 y Figura 5.26.b) y la energía disipada.

Por otra parte, puede observarse que la ductilidad en desplazamientos $\mu_{\Delta u}$ depende sensiblemente de la esbeltez (Figura 5.26.a), de tal forma que los soportes más esbeltos son más dúctiles. Aunque con la esbeltez, la capacidad resistente del soporte disminuye notablemente debido a los efectos de segundo orden (Figura 5.28), la mayor flexibilidad del mismo, permite alcanzar un desplazamiento último (Δ_u) mayor. Por otra parte, dicha disminución de capacidad resistente, significa una menor energía de disipación total E_{hist} , (Ec. 5.2) (Figura 5.11). El análisis del efecto de la esbeltez requiere de un estudio más exhaustivo debido a la escasa experimentación en probetas de esbeltez superior a 6.

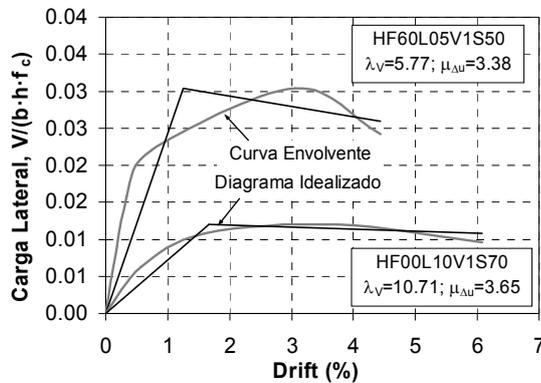


Figura 5.27 Efecto de la esbeltez en la ductilidad en desplazamientos.

En la Figura 5.28, se muestran los diagramas momento – curvatura adimensionales correspondientes a las curvas envolventes, correspondientes a dos secciones con distinta cuantía de armadura longitudinal ($\lambda_v=5.77, \rho_l=1.74\%$; $\lambda_v=10.71, \rho_l=1.44\%$) y contenido de fibras de acero, sometidos a dos niveles de axil. Debido a la limitación del ensayo estructural, no ha sido posible alcanzar la situación de fallo convencional, adoptándose un comportamiento cuasi elástico – plástico perfecto.

En cuanto a la comparación con el EC-8 (2004)[58], se observa que (Figura 5.26.b): (a) en el caso de un esfuerzo axil bajo, con o sin fibras de acero, aunque teóricamente en la sección se puede obtener la ductilidad señalada por la normativa; en los ensayos experimentales no ha sido posible alcanzar en estas probetas la situación de fallo convencional (Figura 5.28), situándose del lado de la inseguridad; (b) en el caso del axil $v = 0.35$, la propuesta de la normativa es adecuada si la probeta no tiene fibras de acero, sin embargo, se muestra excesivamente conservadora para el caso de probetas con fibras de acero en la masa de hormigón.

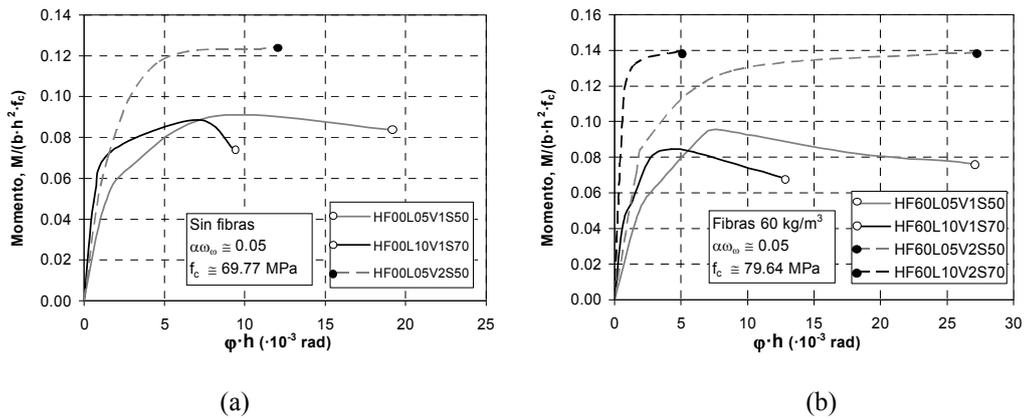


Figura 5.28 Envolvente momento – curvatura: : efecto de la esbeltez del soporte y el nivel de carga axial, (a) Sin fibras (b) Con fibras.

En cuanto a la carga máxima y el momento máximo (Figura 5.26.c y Figura 5.26.d) se observa un capacidad resistente similar entre las probetas con o sin fibras de acero, a igualdad del resto de parámetros. El resto de las tendencias son las previsibles al variar la cuantía de armadura longitudinal, la esbeltez y el nivel de axil.

Finalmente, la tendencia que se observa, en relación con la energía de disipación normalizada (E_N) es la misma que la que se muestra para la ductilidad en desplazamientos ($\mu_{\Delta u}$).

5.3.5. Conclusión y discusión

Basado en este estudio se han obtenido las siguientes conclusiones:

- La inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón retrasa el salto del recubrimiento del hormigón y el pandeo de la armadura longitudinal comprimida, disminuye la longitud de daño, conlleva un menor daño en la zona susceptible de producirse la rótula plástica, mejora la ductilidad en curvaturas y en desplazamientos e incrementa la energía de disipación.
- No se ha observado un incremento de la carga máxima de la probeta y ni del momento de agotamiento con la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón, lo que sugiere que el efecto favorable de la resistencia residual f_{R3} disminuye con la aplicación de las cargas cíclicas.
- No se ha manifestado una rama de descenso en los diagramas momento – curvatura de probetas con fibras de acero, lo que indica que el descenso en los diagramas carga – desplazamiento se debe fundamentalmente al efecto P-Δ.

- Para asegurar la ductilidad requerida es necesario evitar el pandeo de la armadura longitudinal comprimida en la longitud susceptible de producirse una rótula plástica. Para ello debe disponerse una adecuada separación entre los cercos en función del tipo de hormigón (con o sin fibras), de la ductilidad requerida y del diámetro de la armadura longitudinal.
- La disposición de la longitud de anclaje de la armadura transversal a 135° sugerido por la normativa ACI-318 (2011) [2], se ha mostrado efectiva (no se ha observado apertura de cercos), por lo que no se ha registrado disminución de la capacidad de deformación de las probetas por pérdidas de confinamiento proveniente de la armadura transversal.
- Aunque las fibras mejoran la ductilidad de los soportes, para mejorar su efectividad es necesaria una cuantía mínima y una disposición adecuada de la armadura transversal (separación entre armaduras, longitud de anclaje,...) con el objeto de asegurar el adecuado comportamiento de las secciones frente a cargas cíclicas sin que se produzca una pérdida de capacidad resistente importante debido al pandeo de la armadura comprimida o a la apertura de la armadura transversal.
- Para que la esbeltez influya en la ductilidad del soporte los efectos de segundo orden han de ser importantes, el comportamiento de la sección ha de ser suficientemente dúctil y el fallo de la probeta tiene que ser por agotamiento de los materiales y no por inestabilidad.
- En el caso de hormigón sin fibras, la ductilidad en desplazamientos y en curvaturas disminuye con el axil aplicado en soportes poco esbeltos, mientras que en soportes muy esbeltos la ductilidad se mantiene prácticamente constante hasta un determinado nivel de axil reducido, a partir del cual decrece.
- La relación l_{cr}/h entre la longitud de daño y el canto de la sección se incrementa con la esbeltez del soporte, con el nivel de axil y con la separación de la armadura transversal.
- Las estimaciones de ductilidad según EC-8 (2004) [58], se sitúan del lado de la seguridad para niveles de axil medios y altos, y se sitúan del lado de la inseguridad en el caso de niveles de axil bajos.
- Para las probetas con fibras de acero, las estimaciones de ductilidad según EC-8 (2004) [58] resultan conservadoras.

Capítulo 6.

“Calibración del Modelo Numérico”

El estudio teórico, mediante la aplicación de un modelo numérico de un elemento sometido a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica es de gran ayuda para interpretar comportamientos tanto en estado elástico como plástico y recabar información carente en la literatura técnica. Dicho modelo debe ser calibrado con ensayos experimentales y puede servir para generar nuevos ensayos numéricos con el fin de interpolar y extrapolar información necesaria con el objetivo de proponer expresiones o analizar de forma más pormenorizada la influencia de una variable.

Se ha utilizado para el modelo numérico, el programa OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu>). En este capítulo se realiza una breve descripción y se indican las consideraciones tenidas en cuenta en la modelización estructural; a continuación se muestra la calibración del modelo numérico con los 25 soportes ensayados en la campaña experimental y finalmente se describe el contraste del modelo numérico con 54 soportes de otros autores encontrados en la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) [32] y en la literatura técnica.

6.1. Descripción del Programa utilizado (OPENSEES)

Para desarrollar el modelo numérico del presente estudio se ha utilizado el programa Opensees (Open System for Earthquake Engineering Simulation).

En este modelo se ha seleccionado un elemento finito (element dispBeamColumn) basado en el desplazamiento con plasticidad distribuida y distribución de curvatura lineal, según el método de integración Gauss-Legendre (Manual de OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu>)). En la figura Figura 6.1, se muestra el método utilizado para el modelo numérico, señalando los puntos de integración a través del elemento, además del análisis a nivel seccional.

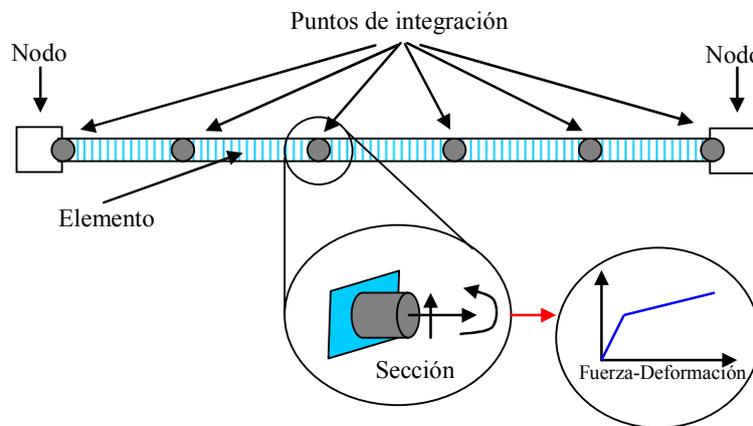


Figura 6.1 Modelo numérico, Mazzoni et al (2007) [108].

Por otro lado, a nivel sección sobre la integración del campo de tensiones o deformaciones, la sección transversal se ha dividido en 100 celdas, tal y como se muestra en la Figura 6.2. El criterio para la selección del número de celdillas se ha determinado de los resultados arrojados en la calibración de los soportes en la campaña experimental, hasta que no se mostraran problemas de convergencia y que dicho número no fuera dependiente de la malla.

La sección se ha subdividido en tres zonas: un núcleo de hormigón confinado, una capa de hormigón no confinado que rodea al núcleo confinado, y las armaduras longitudinales.

Las propiedades de los materiales utilizados para el modelo se basan en la información obtenida de los datos de los ensayos experimentales.

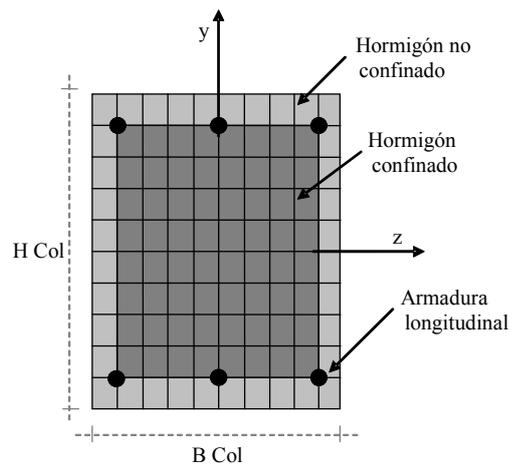


Figura 6.2 Discretización de la sección transversal mediante celdas.

Para caracterizar el comportamiento de los materiales, se ha utilizado el modelo Concrete02 para el hormigón tanto confinado como no confinado, y el modelo Steel02 para la armadura longitudinal propuestos por Scott et al. (1982) [144] y Menegotto y Pinto (1973) [111] respectivamente. A continuación se muestra en forma detallada cada uno de estos modelos:

- **Hormigón**

El modelo Concrete02 fue propuesto por Yassin (1994) [172] que hace referencia al modelo propuesto por Park et al. (1975) [120] y posteriormente mejorado por Scott et al. (1982) [144].

Este modelo (Figura 6.3), muestra la relación entre la tensión y la deformación del hormigón bajo un sistema cíclico de deformaciones, y tiene en cuenta los siguientes factores como:

- El efecto de la resistencia a tracción así como la rama de reblandecimiento a tracción del hormigón.
- El efecto de la rigidez y su degradación progresiva con los ciclos de carga/descarga y a su vez las deformaciones ocasionadas,
- La respuesta de histéresis bajo carga cíclica.

Como se observa en la Figura 6.3, el modelo requiere la introducción de siete parámetros: resistencia a compresión (f_{pc}), deformación pico de la resistencia a compresión (ϵ_{psc0}), resistencia última a compresión (f_{pcU}), deformación en la resistencia última a compresión (ϵ_{psU}), la relación entre la pendiente de la descarga y la

pendiente inicial (λ), resistencia a la tracción (f_t), y la pendiente de resistencia a tracción en la rama de descenso (E_{ts}).

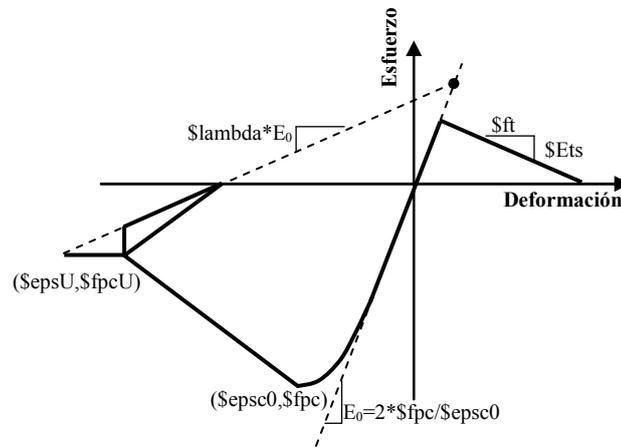


Figura 6.3 Parámetros del material Concrete02, Mazzoni et al (2007) [108].

Por otro lado, en la figura Figura 6.4, se puede observar el comportamiento que adquiere el material de Concrete02 para el modelo numérico.

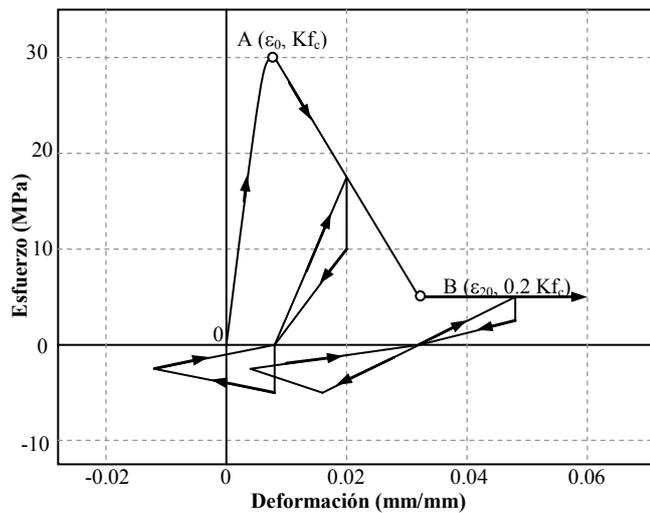


Figura 6.4 Diagrama que idealiza el material Concrete02, Mazzoni et al (2007) [108].

- **Acero**

Con respecto a la armadura longitudinal, se ha utilizado el modelo no lineal Steel02 de acuerdo con la propuesta de Menegotto y Pinto (1973) [111], modificada por Filippou et al. (1983) [65], en el cual se define la envolvente por dos rectas y una zona de transición e incluye el efecto de la rama de endurecimiento por deformación en la curva de tensión-deformación (Figura 6.5).

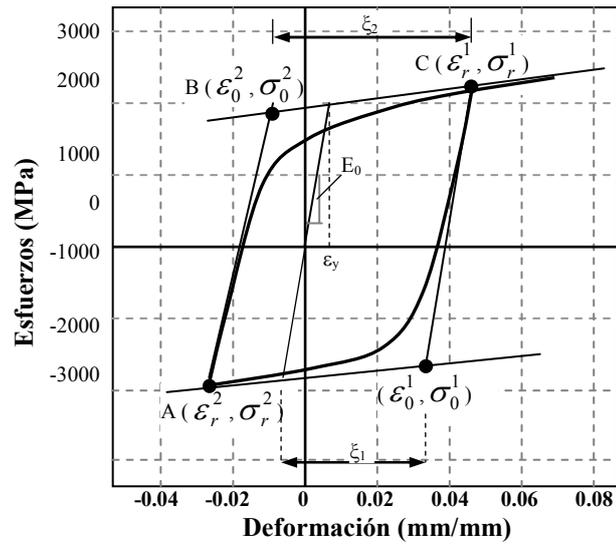


Figura 6.5 Parámetros del material Steel02, Filippou et al. (1983) [65].

El modelo se describe a partir de los siguientes parámetros: la tangente E_0 que es la pendiente del límite elástico; los puntos $(\varepsilon_r$ y $\sigma_r)$ que determinan el ciclo de carga/descarga y la constante R que tiene en cuenta el efecto Baushinger vistos en la Figura 6.5 (Ec. 6.1). Para este último parámetro (R), el programa OpenSees sugiere un valor que esté entre 5 y 25.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi}; \quad \xi = \left| \frac{(\varepsilon_r - \varepsilon_0)}{\varepsilon_y} \right| \quad 6.1$$

donde:

R_0 variable característica del material, rango sugerido por OpenSees de 5 a 25,

a_1 y a_2 son constantes determinadas por Opensees,

ε_y es la deformación de plastificación,

ε_0 y ε_r es la deformación alcanzada por ciclos de carga/descarga.

Por otro lado, en el modelo numérico propuesto, ambos materiales (Concrete02 y Steel02) se relacionan entre sí basándonos en la propuesta para el cálculo del parámetro R de Belarbi y Hsu (1994) [30]. Estos autores consideran la influencia de la cuantía de la armadura longitudinal y de la resistencia a compresión del hormigón y proponen una

expresión de R para una cuantía longitudinal mínima del 0.5%. Cuanto mayor sea el valor de R, más pequeño es el radio en la curva de transición.

$$R = \frac{1}{9B - 0.2} \leq 25; \quad B = \frac{1}{\rho_l} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad 6.2$$

$$f_{cr} = 0.3 f_{ck}^{(2/3)} \leq 50 MPa; \quad f_{cr} = 2.12 \cdot \ln(1 + (f_{cm} / 10)) > 50 MPa \quad 6.3$$

donde:

- f_c resistencia a compresión del hormigón (MPa),
- f_{cr} resistencia media a tracción del hormigón (MPa), se toma la propuesta del EC-2 (2004) [57].
- ρ_l cuantía de armadura longitudinal, ($\rho_l = A_s / A_c$ en tanto por uno)
- A_s área de la toda la armadura longitudinal de la sección,
- A_c área de la sección del hormigón,
- f_y límite elástico de la armadura longitudinal (MPa).

Por otra parte, respecto al pandeo de la armadura longitudinal en compresión, el modelo se basa en la propuesta de Dhakal y Maekawa (2002) [51], es importante saber que este modelo no tiene en cuenta el efecto de las fibras de acero, situándose del lado de la seguridad.

6.2. Idealización del modelo constitutivo de los materiales

Para la definición de los parámetros de los cuales dependen los modelos constitutivos Concrete02 y Steel02 de Opensees, se han utilizado los valores de referencia definidos de diferentes ecuaciones constitutivas propuestas por otros autores, en función del tipo de material (hormigón con o sin fibras de acero, confinado o sin confinar) y de la información obtenida de los ensayos de control de la calidad de los materiales correspondientes a los ensayos experimentales.

Se han utilizado varios modelos constitutivos de autores que proponen el comportamiento tanto para el acero de refuerzo como para hormigón con o sin fibras metálicas, dichos modelos han servido para definir los parámetros que definen la

ecuación constitutiva de los materiales definidos en OpenSees; los cuales se detallan a continuación.

6.2.1. Hormigón

- *Compresión*

Hormigón sin fibras

Se ha utilizado como referencia la ecuación constitutiva propuesta por Saatcioglu et al. (1995) [136] para Hormigón Convencional y Razvi y Saatcioglu (1999) [131] para Hormigón de Alta Resistencia (Anejo C y Figura 6.6).

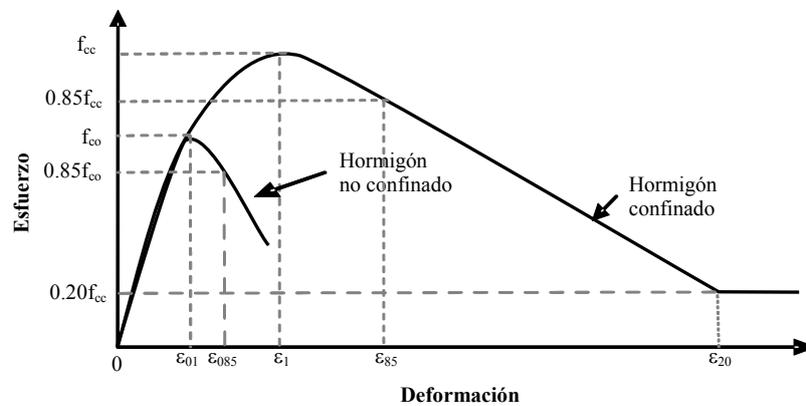


Figura 6.6 Curva de tensión de compresión-deformación del hormigón confinado y no confinado propuesta por Saatcioglu et al. (1995) [136].

Respecto a los hormigones de alta resistencia, Razvi y Saatcioglu (1999) [131] modifica la ecuación constitutiva que propuso para hormigones convencionales (Saatcioglu et al. (1995) [136]) (Figura 6.6). Este modelo se basa en el estudio teórico de ensayos experimentales realizados por otros autores (Anejo C).

Cabe señalar, que para el hormigón de alta resistencia en el modelo no confinado tanto con o sin fibras metálicas, se ha usado el factor de reducción para la resistencia a compresión propuesto por Leite et al. (2012) [91], que tiene en cuenta la pérdida de la capacidad resistente cuando se produce el efecto del salto de recubrimiento del hormigón.

$$k_3 = 0.05 + \frac{55}{f_{cm}} \quad (k_3 \leq 1) \quad 6.4$$

donde:

f_{cm} resistencia media del hormigón (f_{cm}).

Hormigón con fibras

Para hormigones con fibras metálicas se ha utilizado la ecuación constitutiva propuesta por Campione (2002) [38], tanto para hormigón confinado como no confinado, como para hormigón convencional como de alta resistencia.

Este autor hace referencia al modelo propuesto por Cusson y Paultre (1995) [48] (Figura 6.7) y modifica los parámetros de confinamiento introduciendo el aporte de las fibras metálicas. En el Anejo C, se muestra un resumen de las expresiones que desarrollan la ecuación propuesta.

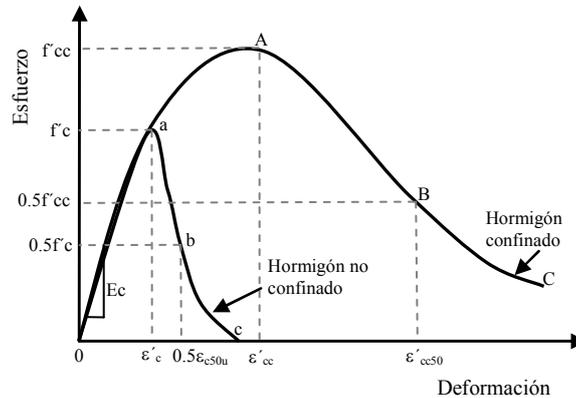


Figura 6.7 Modelo propuesto por Cusson y Paultre (1995) [48] y luego modificado por Campione (2002) [38].

Por otra parte, es de señalar que para el manejo de las cantidades de fibras en los ensayos, se ha denominado la cuantía volumétrica de fibras y se define como $RI_v = v_f L_f / \phi$; donde v_f es el porcentaje de fibras en la masa del hormigón, L_f y ϕ , son la longitud y el diámetro de la fibra respectivamente.

- **Tracción**

En cuanto a la respuesta del hormigón a tracción, respecto al hormigón sin fibras se ha tenido en cuenta la propuesta por el Eurocódigo 2 (2004) [57] para el módulo de elasticidad del hormigón en tensión y resistencia a la tracción, y se ha supuesto que el límite de la deformación máxima en tracción es el doble de la deformación por plastificación de las barras longitudinales (Campione et al. (2010) [39]). Para el

hormigón con fibras metálicas se han utilizado los resultados experimentales obtenidos a partir del ensayo a flexo-tracción UNE-EN 14651:2007[161] en la calibración; sin embargo para el modelo desarrollado, se usó el modelo propuesto por Campione et al. (2008) [37].

El autor propone un modelo que considera tres segmentos, el cual consiste en una rama ascendente hasta llegar a la máxima resistencia a la tracción (f_{ctf}), seguido de una rama descendente que conecta con el valor constante de la resistencia residual (f_r) (Figura 6.8).

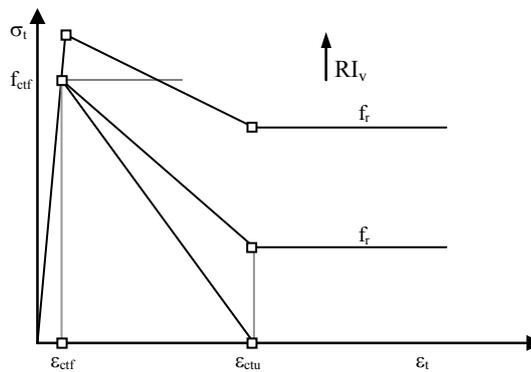


Figura 6.8 Curva tracción-Deformación propuesta por Campione et al. (2008) [37].

En las expresiones que describe el comportamiento a tracción propuestas por el autor, se expresa para los tres segmentos mencionados anteriormente (Ec. 6.29 y Ec. 6.30), además del cálculo para la resistencia residual constante (Ec. 6.31).

$$\sigma_t = \begin{cases} \varepsilon_t \cdot E_{ctf} & \varepsilon_t < \varepsilon_{ctf} \\ (f_{ctf} - f_r) \cdot \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ctf}}{\varepsilon_{ctu} - \varepsilon_t} \right] + f_r & \varepsilon_{ctf} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ctu} \\ f_r & \varepsilon_t > \varepsilon_{ctu} \end{cases} \quad 6.5$$

$$\varepsilon_{ctu} = 2 \cdot f_y \cdot \left(\frac{1}{E_s} + \frac{\rho_t}{E_0} \right) \quad 6.6$$

$$f_r \cong 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot RI_v ; RI_v = v_f \cdot L_f / \phi_f \quad 6.7$$

donde:

f_{ctf} resistencia a tracción de cálculo,

| | |
|------------------|--|
| f_r | resistencia residual a tracción de cálculo, asociada a ϵ_t en la rama post-pico, |
| k_1 | 1 para secciones sometidas a flexión y 0.7 para secciones sometidas a tracción, |
| ϵ_t | deformación a tracción, |
| ϵ_{ctf} | deformación correspondiente a la resistencia a tracción proporcional en la rama post-pico, |
| ϵ_u | deformación última asociada a la resistencia residual a tracción. |

6.3. Calibración del modelo

La calibración del modelo se ha realizado ajustando para cada ensayo experimental con dos variables que corresponde a las características de los materiales; la variable lambda (ver figura 6.3), que relaciona la descarga con la pendiente inicial del modelo del hormigón y la variable R que se refiere al cambio de pendientes de la curva tensión deformación del acero descrito en la sección anterior. El parámetro R utilizado en la calibración, se muestra en el Anejo D.

El modelo numérico ha sido calibrado para los 25 ensayos experimentales, descritos en el capítulo 4 de la presente tesis doctoral. En el modelo se emplea la simulación del soporte sometido a una carga axial constante y carga lateral cíclica; y se aplican los mismos ciclos de desplazamientos que en el ensayo experimental.

En primera instancia, se ha evaluado la bondad del modelo numérico mediante el cálculo del grado de precisión ($\xi_{\mu\Delta}$), que se obtiene como el cociente entre la ductilidad en desplazamiento obtenida en el ensayo experimental ($\mu_{\Delta exp}$) y la ductilidad en desplazamiento obtenida mediante el modelo numérico ($\mu_{\Delta num}$).

A modo de ejemplo en la Figura 6.9 se comparan los resultados obtenidos con el modelo numérico y los resultados experimentales, en la Figura 6.9 (a) se muestra un soporte de hormigón normal sin fibras metálicas, en la Figura 6.9 (b) corresponde a un soporte con una adición de 30 kg/m³ de fibras metálicas y en la Figura 6.9 (c) es un soporte con la adición de 60 kg/m³ de fibras metálicas. Las gráficas correspondientes a los 25 ensayos experimentales calibrados se muestran en el Anejo D.

En la Tabla 6.1 se muestra el promedio del grado de precisión del modelo numérico respecto a los 25 ensayos que corresponde con la campaña experimental. Se puede observar que el modelo numérico para todos los tipos de hormigones tanto para hormigón convencional como de alta resistencia con o sin fibras metálicas el valor promedio se encuentra del lado de la seguridad. Los parámetros mostrados se explica con mayor detalle en los apartados 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3 y 6.3.4.

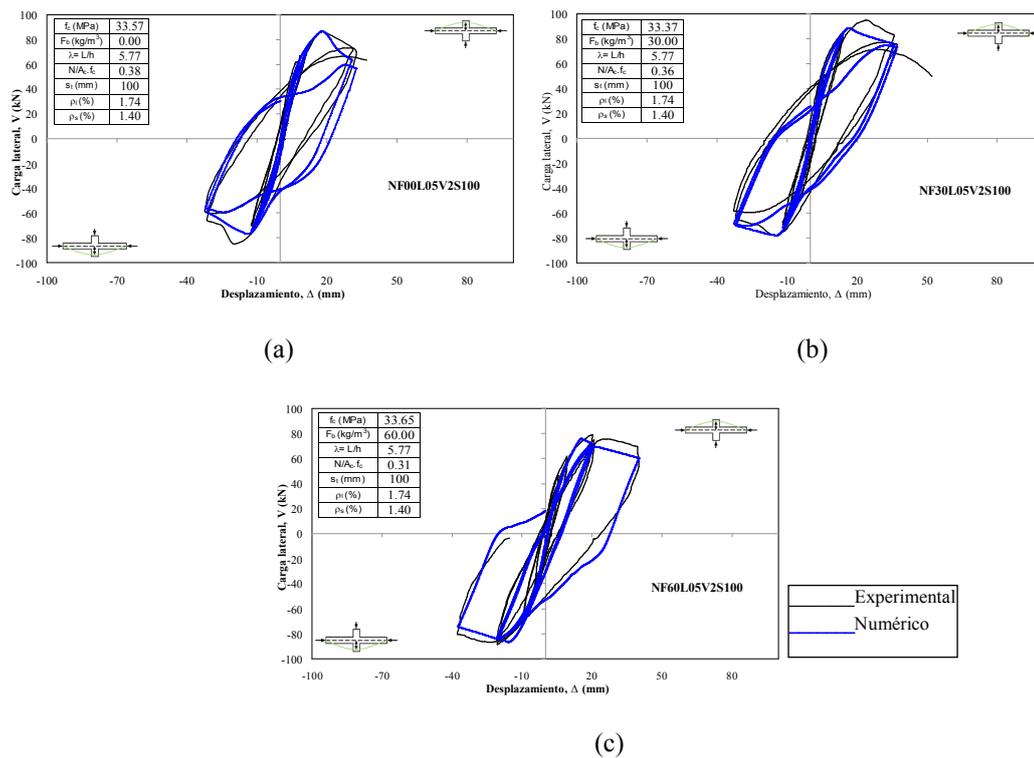


Figura 6.9 Calibración numérica de soportes ensayados en el laboratorio.

Tabla 6.1 Promedio del grado de precisión de los ensayos experimentales calibrados.

| Tipo de Hormigón | Carga máxima (V_{max}) | Carga última (V_u) | Desplazamiento máximo (d_{Vmax}) | Desplazamiento último (d_u) | Rigidez elástica efectiva (EI_e) | Ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) |
|-----------------------|----------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|---|
| | ξ | ξ | ξ | ξ | ξ | ξ |
| 30 MPa sin fibras | 1.06 | 1.13 | 0.98 | 1.04 | 1.09 | 1.06 |
| 30 MPa con fibras | 1.03 | 1.04 | 1.15 | 1.08 | 1.13 | 1.19 |
| 75 MPa sin fibras | 1.01 | 1.04 | 1.51 | 1.11 | 0.93 | 0.90 |
| 75 MPa con fibras | 1.15 | 1.32 | 1.23 | 0.92 | 1.08 | 0.84 |
| Promedio Total | 1.06 | 1.14 | 1.20 | 1.03 | 1.07 | 1.07 |
| C.V. | 0.10 | 0.18 | 0.32 | 0.19 | 0.24 | 0.24 |
| Error 5% | 0.95 | 0.91 | 0.82 | 0.71 | 0.76 | 0.76 |
| Error 95% | 1.20 | 1.45 | 2.02 | 1.37 | 1.55 | 1.55 |

6.3.1. Carga máxima y carga última alcanzada de cada ensayo

Para la evaluación de la carga última en el experimento pueden ocurrir dos situaciones: que en la rama post pico experimental la carga alcance el 80% de la carga máxima en caída (Figura 6.10a) o que el valor de la carga última en el ensayo experimental no haya llegado a 80% de la carga máxima en caída sino que haya

ocurrido antes el fallo (Figura 6.10b), en este caso se obtiene el porcentaje de la caída experimental y éste se compara con el ensayo numérico que siempre se evalúa al 20% de caída de la carga máxima. Cabe señalar que ésta última situación sólo se da lugar para hormigones de alta resistencia sin la adición de fibras metálicas.

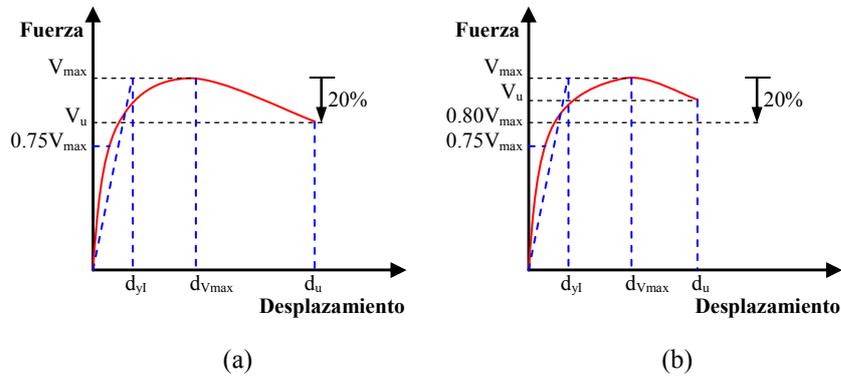


Figura 6.10 Envolvente de carga desplazamiento

En la Tabla 6.2, se muestra el promedio de los porcentajes de error (ξ) y los coeficientes de variación (C.V.), para la carga máxima alcanzada. Dicho error se calcula como cociente entre el valor experimental y el obtenido con el modelo numérico. Los 25 ensayos experimentales se han agrupado en la Tabla 6.2, para hormigón convencional sin fibras metálicas, hormigón convencional con fibras metálicas para un índice de cuantía volumétrica (RI_v) de 24.18 % y de 48.36%, para hormigones de alta resistencia sin fibras metálicas y hormigón de alta resistencia con fibras metálicas para un índice de cuantía volumétrica (RI_v) de 30.40% y 60.80%. Es importante señalar que en la campaña experimental se realizaron tres ensayos por cortante, con el propósito de evaluar al 100% la efectividad de las fibras metálicas en la masa de hormigón con la carencia de confinamiento efectivo de la armadura transversal. Estos soportes son: uno de hormigón convencional con fibras metálicas (NF60L05V2S600) y dos de hormigón de alta resistencia con fibras metálicas (HF30L05V2S600 Y HF60L05V2S600).

Se puede observar en la Tabla 6.2, que el modelo numérico se encuentra del lado de la seguridad ya que el promedio arroja valores por encima y cercano a la unidad y los coeficientes de variación no presentan una gran dispersión.

Tabla 6.2 Calibración modelo numérico. Carga máxima.

| Descripción | Soporte | V _{max-exp.} (kN) | V _{max-num.} (kN) | ξ (exp/num) |
|---|----------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 85.81 | 81.75 | 1.05 |
| | NF00L05V2S50 | 80.01 | 75.92 | 1.05 |
| | NF00L05V1S50 | 63.50 | 63.88 | 0.99 |
| | NF00L10V2S70 | 15.04 | 13.74 | 1.09 |
| | NF00L05V3S50 | 79.47 | 76.47 | 1.04 |
| | NF00L10V3S70 | 17.36 | 15.61 | 1.11 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 80.97 | 83.44 | 0.97 |
| | NF30L05V2S50 | 86.06 | 88.76 | 0.97 |
| | NF60L05V2S100 | 83.79 | 81.23 | 1.03 |
| | NF60L05V2S50 | 83.51 | 76.76 | 1.09 |
| | NF60L05V2S600 | 85.75 | 80.01 | 1.07 |
| | NF60L10V2S70 | 13.47 | 13.89 | 0.97 |
| | NF60L10V1S70 | 13.92 | 13.13 | 1.06 |
| | NF60L05V1S50 | 69.92 | 65.48 | 1.07 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 133.25 | 114.96 | 1.16 |
| | HF00L05V2S50 | 106.99 | 106.87 | 1.00 |
| | HF00L05V1S50 | 84.47 | 81.91 | 1.03 |
| | HF00L10V1S70 | 17.76 | 17.99 | 0.99 |
| | HF00L10V2S70 | 21.03 | 24.05 | 0.87 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 145.51 | 130.89 | 1.11 |
| | HF60L05V2S50 | 123.78 | 130.45 | 0.95 |
| | HF30L05V2S600 | 138.83 | 120.81 | 1.15 |
| | HF60L05V2S600 | 136.29 | 122.42 | 1.11 |
| | HF60L05V1S50 | 94.87 | 87.96 | 1.08 |
| | HF60L10V1S70 | 20.16 | 16.66 | 1.21 |
| | HF60L10V2S70 | 24.77 | 17.34 | 1.43 |
| | | Promedio | | |
| | C.V. | | | 0.10 |
| | Error P(0.95) | | | 1.20 |
| | Error P(0.05) | | | 0.95 |

6.3.2. Desplazamiento elástico efectivo, desplazamiento máximo y desplazamiento último

Para analizar el promedio de error y el coeficiente de variación correspondiente al desplazamiento elástico efectivo, al desplazamiento máximo y al desplazamiento último, los soportes experimentales fueron agrupados del mismo modo como se realizó para la carga máxima alcanzada y la carga última (Tabla 6.3, 6.4 y 6.5).

Para todos los grupos se observa que el modelo muestra una buena aproximación ya que el de error se encuentra muy cercano a la unidad, el coeficiente de variación está en un rango superior al registrado para la carga máxima pero aceptable teniendo en

cuenta el grado de incertidumbre propio de un laboratorio experimental y por lo tanto es aceptable para los valores de desplazamiento.

Tabla 6.3 Calibración modelo numérico. Desplazamiento elástico efectivo.

| Descripción | Soporte | $d_{y\text{e-exp.}}$ (mm) | $d_{y\text{ex-num.}}$ (mm) | ξ (exp/num) |
|---|-----------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 11.48 | 11.15 | 1.03 |
| | NF00L05V2S50 | 13.42 | 13.20 | 1.02 |
| | NF00L05V1S50 | 14.57 | 12.64 | 1.15 |
| | NF00L10V2S70 | 11.35 | 12.96 | 0.88 |
| | NF00L05V3S50 | 8.75 | 10.05 | 0.87 |
| | NF00L10V3S70 | 14.00 | 14.86 | 0.94 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 10.91 | 11.57 | 0.94 |
| | NF30L05V2S50 | 11.01 | 11.48 | 0.96 |
| | NF60L05V2S100 | 11.43 | 12.00 | 0.95 |
| | NF60L05V2S50 | 15.32 | 14.77 | 1.04 |
| | NF60L05V2S600 | 14.48 | 14.58 | 0.99 |
| | NF60L10V2S70 | 10.72 | 21.15 | 0.51 |
| | NF60L10V1S70 | 24.63 | 24.54 | 1.00 |
| | NF60L05V1S50 | 19.08 | 13.98 | 1.36 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 11.77 | 9.05 | 1.30 |
| | HF00L05V2S50 | 9.41 | 7.10 | 1.33 |
| | HF00L05V1S50 | 18.75 | 24.35 | 0.77 |
| | HF00L10V1S70 | 24.96 | 18.88 | 1.32 |
| | HF00L10V2S70 | 14.75 | 15.32 | 0.96 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 13.64 | 10.14 | 1.34 |
| | HF60L05V2S50 | 12.63 | 13.85 | 0.91 |
| | HF30L05V2S600 | 12.98 | 13.17 | 0.99 |
| | HF60L05V2S600 | 14.60 | 13.65 | 1.07 |
| | HF60L05V1S50 | 24.42 | 17.32 | 1.41 |
| | HF60L10V1S70 | 16.96 | 15.39 | 1.10 |
| | HF60L10V2S70 | 12.80 | 14.49 | 0.88 |
| | Promedio | | | |
| C.V. | | | | 0.20 |
| Error P(0.95) | | | | 1.39 |
| Error P(0.05) | | | | 0.87 |

Tabla 6.4 Calibración modelo numérico. Desplazamiento máximo.

| Descripción | Soporte | $d_{v,max-exp.}$ (mm) | $d_{v,max-num.}$ (mm) | ξ (exp/num) |
|---|---------------|--------------------------|--------------------------|--------------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 18.20 | 16.18 | 1.12 |
| | NF00L05V2S50 | 22.44 | 22.02 | 1.02 |
| | NF00L05V1S50 | 18.39 | 15.99 | 1.15 |
| | NF00L10V2S70 | 23.66 | 29.27 | 0.81 |
| | NF00L05V3S50 | 14.64 | 16.83 | 0.87 |
| | NF00L10V3S70 | 25.66 | 28.63 | 0.90 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 15.64 | 15.48 | 1.01 |
| | NF30L05V2S50 | 23.85 | 25.90 | 0.92 |
| | NF60L05V2S100 | 20.33 | 18.65 | 1.09 |
| | NF60L05V2S50 | 24.74 | 24.30 | 1.02 |
| | NF60L05V2S600 | 26.66 | 19.33 | 1.38 |
| | NF60L10V2S70 | 19.91 | 29.90 | 0.67 |
| | NF60L10V1S70 | 49.88 | 27.97 | 1.78 |
| | NF60L05V1S50 | 23.14 | 16.92 | 1.37 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 20.64 | 13.03 | 1.58 |
| | HF00L05V2S50 | 17.83 | 11.54 | 1.54 |
| | HF00L05V1S50 | 45.85 | 40.81 | 1.12 |
| | HF00L10V1S70 | 56.04 | 24.68 | 2.27 |
| | HF00L10V2S70 | 19.26 | 18.83 | 1.02 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 20.97 | 15.31 | 1.37 |
| | HF60L05V2S50 | 16.27 | 19.45 | 0.84 |
| | HF30L05V2S600 | 18.12 | 17.89 | 1.01 |
| | HF60L05V2S600 | 22.25 | 19.14 | 1.16 |
| | HF60L05V1S50 | 36.44 | 17.32 | 2.10 |
| | HF60L10V1S70 | 27.12 | 23.05 | 1.18 |
| | HF60L10V2S70 | 21.95 | 23.44 | 0.94 |
| Promedio | | | | 1.20 |
| C.V. | | | | 0.32 |
| Error P(0.95) | | | | 2.02 |
| Error P(0.05) | | | | 0.82 |

Tabla 6.5 Calibración modelo numérico. Desplazamiento último.

| Descripción | Soporte | d_u exp. (mm) | d_u num. (mm) | ξ (exp/num) |
|---|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 31.20 | 23.65 | 1.32 |
| | NF00L05V2S50 | 44.46 | 53.81 | 0.83 |
| | NF00L05V1S50 | 52.73 | 46.96 | 1.12 |
| | NF00L10V2S70 | 43.75 | 41.92 | 1.04 |
| | NF00L05V3S50 | 18.08 | 19.08 | 0.95 |
| | NF00L10V3S70 | 33.18 | 34.33 | 0.97 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 34.93 | 36.73 | 0.95 |
| | NF30L05V2S50 | 45.03 | 40.35 | 1.12 |
| | NF60L05V2S100 | 38.57 | 36.23 | 1.06 |
| | NF60L05V2S50 | 71.88 | 59.48 | 1.21 |
| | NF60L05V2S600 | 31.42 | 31.38 | 1.00 |
| | NF60L10V2S70 | 52.63 | 44.56 | 1.18 |
| | NF60L10V1S70 | 102.16 | 92.59 | 1.10 |
| | NF60L05V1S50 | 73.25 | 73.18 | 1.00 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 20.64 | 25.65 | 0.80 |
| | HF00L05V2S50 | 17.83 | 14.00 | 1.27 |
| | HF00L05V1S50 | 66.60 | 67.52 | 0.99 |
| | HF00L10V1S70 | 91.05 | 49.07 | 1.86 |
| | HF00L10V2S70 | 19.26 | 19.18 | 1.00 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 26.27 | 32.11 | 0.82 |
| | HF60L05V2S50 | 32.28 | 35.01 | 0.92 |
| | HF30L05V2S600 | 18.12 | 28.14 | 0.64 |
| | HF60L05V2S600 | 22.25 | 33.02 | 0.67 |
| | HF60L05V1S50 | 82.66 | 59.52 | 1.39 |
| | HF60L10V1S70 | 63.92 | 58.62 | 1.09 |
| | HF60L10V2S70 | 35.94 | 41.04 | 0.88 |
| Promedio | | | | 1.03 |
| C.V. | | | | 0.19 |
| Error P(0.95) | | | | 1.37 |
| Error P(0.05) | | | | 0.71 |

6.3.3. Rigidez elástica efectiva

La rigidez elástica efectiva se ha obtenido mediante la expresión (Ec. 6.32) correspondiente a un "soporte ménsula". El cálculo considera el desplazamiento elástico en el extremo del soporte, teniendo en cuenta el cortante máximo alcanzado en la sección de referencia (Figura 6.11).

$$EI_e = \frac{R_{max} L_s^3}{3d_{,ye}}$$

donde:

R_{max} es el esfuerzo cortante correspondiente a la carga máxima alcanzada,

L_s longitud del soporte.

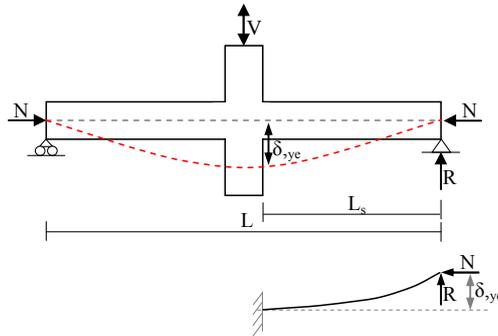


Figura 6.11 Representación gráfica de soporte ménsula.

Por otro lado, al analizar la rigidez elástica efectiva para todos los grupos de soportes (Tabla 6.6), se puede observar que existe una buena aproximación del modelo numérico. Se ha obtenido un valor del error (cociente entre el valor experimental y el numérico) próximo a la unidad en la mayoría de los casos, siendo el valor promedio cercano a la unidad. Sin embargo, se observa una cierta dispersión en los resultados debido a que el modelo infravalora la rigidez elástica efectiva en las probetas más esbeltas.

Tabla 6.6 Calibración modelo numérico. Rigidez elástica efectiva.

| Descripción | Soporte | EI _{e-exp.} (mm) | EI _{e-num.} (mm) | ξ (exp/num) |
|---|---------------|------------------------------|------------------------------|----------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 4205.74 | 4125.63 | 1.02 |
| | NF00L05V2S50 | 3354.28 | 3236.32 | 1.04 |
| | NF00L05V1S50 | 2451.87 | 2841.65 | 0.86 |
| | NF00L10V2S70 | 745.50 | 596.24 | 1.25 |
| | NF00L05V3S50 | 5111.22 | 4279.84 | 1.19 |
| | NF00L10V3S70 | 697.40 | 590.76 | 1.18 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 4176.46 | 4057.85 | 1.03 |
| | NF30L05V2S50 | 4398.13 | 4348.88 | 1.01 |
| | NF60L05V2S100 | 4122.92 | 3807.96 | 1.08 |
| | NF60L05V2S50 | 3066.97 | 2922.74 | 1.05 |
| | NF60L05V2S600 | 3330.15 | 3087.55 | 1.08 |
| | NF60L10V2S70 | 707.31 | 369.50 | 1.91 |
| | NF60L10V1S70 | 318.01 | 300.90 | 1.06 |
| | NF60L05V1S50 | 2061.95 | 2633.91 | 0.78 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 6368.59 | 7143.32 | 0.89 |
| | HF00L05V2S50 | 6393.44 | 8467.30 | 0.76 |
| | HF00L05V1S50 | 2533.60 | 1892.11 | 1.34 |
| | HF00L10V1S70 | 400.32 | 536.19 | 0.75 |
| | HF00L10V2S70 | 801.70 | 883.29 | 0.91 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 6001.08 | 7259.82 | 0.83 |
| | HF60L05V2S50 | 5513.07 | 5299.23 | 1.04 |
| | HF30L05V2S600 | 6015.83 | 5158.52 | 1.17 |
| | HF60L05V2S600 | 5250.71 | 5046.36 | 1.04 |
| | HF60L05V1S50 | 2184.87 | 2856.86 | 0.76 |
| | HF60L10V1S70 | 668.58 | 609.18 | 1.10 |
| | HF60L10V2S70 | 1088.55 | 672.86 | 1.62 |
| Promedio | | | | 1.07 |
| C.V. | | | | 0.24 |
| Error P(0.95) | | | | 1.55 |
| Error P(0.05) | | | | 0.76 |

6.3.4. Ductilidad en desplazamiento

En la Tabla 6.7, se muestra el grado de precisión del modelo numérico respecto a la ductilidad de desplazamiento, se puede observar una buena aproximación respecto al grado de precisión promedio con un valor cercano a la unidad. Sin embargo, el coeficiente de variación es mayor que en los casos anteriores, debido a la imprecisión del modelo en los casos de probetas de esbeltez $\lambda_v=5.77$, axil reducido de 0.35, hormigón de alta resistencia y separación entre estribos de 100 mm; y esto se debe también a la infraestimación del δ_{ye} y a la sobreestimación de δ_u . Cabe señalar que la ductilidad se obtiene a partir de un cálculo indirecto, que tiene en cuenta el valor promedio de la envolvente y en donde se acumulan los errores correspondientes al error del cálculo del desplazamiento elástico efectivo y el desplazamiento último.

Tabla 6.7 Calibración modelo numérico. Ductilidad en desplazamiento.

| Descripción | Soporte | $\mu_{\Delta\text{-exp.}}$ (mm) | $\mu_{\Delta\text{-num.}}$ (mm) | ξ (exp/num) |
|---|---------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| Hormigón convencional sin fibras | NF00L05V2S100 | 2.72 | 2.12 | 1.28 |
| | NF00L05V2S50 | 3.31 | 4.08 | 0.81 |
| | NF00L05V1S50 | 3.62 | 3.71 | 0.97 |
| | NF00L10V2S70 | 3.86 | 3.23 | 1.19 |
| | NF00L05V3S50 | 2.07 | 1.90 | 1.09 |
| | NF00L10V3S70 | 2.37 | 2.31 | 1.03 |
| Hormigón convencional con fibras | NF30L05V2S100 | 3.20 | 3.18 | 1.01 |
| | NF30L05V2S50 | 4.09 | 3.51 | 1.16 |
| | NF60L05V2S100 | 3.37 | 3.02 | 1.12 |
| | NF60L05V2S50 | 4.11 | 4.03 | 1.02 |
| | NF60L05V2S600 | 2.17 | 2.15 | 1.01 |
| | NF60L10V2S70 | 4.91 | 2.11 | 2.33 |
| | NF60L10V1S70 | 4.15 | 3.77 | 1.10 |
| | NF60L05V1S50 | 3.84 | 5.23 | 0.73 |
| Hormigón de alta resistencia sin fibras | HF00L05V2S100 | 1.75 | 2.83 | 0.62 |
| | HF00L05V2S50 | 1.89 | 1.97 | 0.96 |
| | HF00L05V1S50 | 3.55 | 2.77 | 1.28 |
| | HF00L10V1S70 | 3.65 | 2.60 | 1.40 |
| | HF00L10V2S70 | 1.31 | 1.25 | 1.04 |
| Hormigón de alta resistencia con fibras | HF60L05V2S100 | 1.93 | 3.17 | 0.61 |
| | HF60L05V2S50 | 2.56 | 2.53 | 1.01 |
| | HF30L05V2S600 | 1.40 | 2.14 | 0.65 |
| | HF60L05V2S600 | 1.52 | 2.42 | 0.63 |
| | HF60L05V1S50 | 3.38 | 3.44 | 0.98 |
| | HF60L10V1S70 | 3.77 | 3.81 | 0.99 |
| | HF60L10V2S70 | 2.81 | 2.83 | 0.99 |
| | | | | |
| | | Promedio | | 1.01 |
| | | C.V. | | 0.33 |
| | | Error P(0.95) | | 1.26 |
| | | Error P(0.05) | | 0.62 |

6.3.5. Resumen de los resultados

En la Figura 6.13 se muestra a modo de resumen, las gráficas correspondientes a los valores experimentales respecto a los valores numéricos obtenido para cada ensayo, el cual se ha organizado en 4 grupos; los de color azul son soportes de hormigón convencional sin fibras metálicas, los de color magenta son soportes de hormigón convencional con fibras metálicas, los de color azul son soportes de alta resistencia sin fibras metálicas y los de color verde son soportes de hormigón de alta resistencia con fibras metálicas. Además, cada figura muestra el valor percentil del 5% y del 95%.

La Figura 6.12 está representada como: a) Resistencia máxima, b) Resistencia última, c) Desplazamiento máximo, d) Desplazamiento último, e) Desplazamiento elástico efectivo, f) Rigidez elástica efectiva y g) Ductilidad en desplazamiento. Se puede observar en cada una de las figuras, que el modelo muestra una calibración adecuada, ya que el promedio de valores se encuentra superior y muy cercano a la unidad. La dispersión se obtiene más para los desplazamiento comparados con las resistencias, por ende el coeficiente de variación es mayor para estos casos, pero no es un valor tan significativo cuando se trata de desplazamientos. En la rigidez elástica efectiva, se observa la mayor dispersión de valores, pero esto puede deberse a la relación indirecta en los cálculos, ya que depende de la resistencia máxima y del desplazamiento elástico efectivo. Por otro lado, la ductilidad en desplazamientos, se obtienen valores con un promedio del lado de la seguridad muy cercano a la unidad y con coeficiente de variación aceptable, ya que también es una medida indirecta y depende del desplazamiento último y del desplazamiento elástico efectivo.

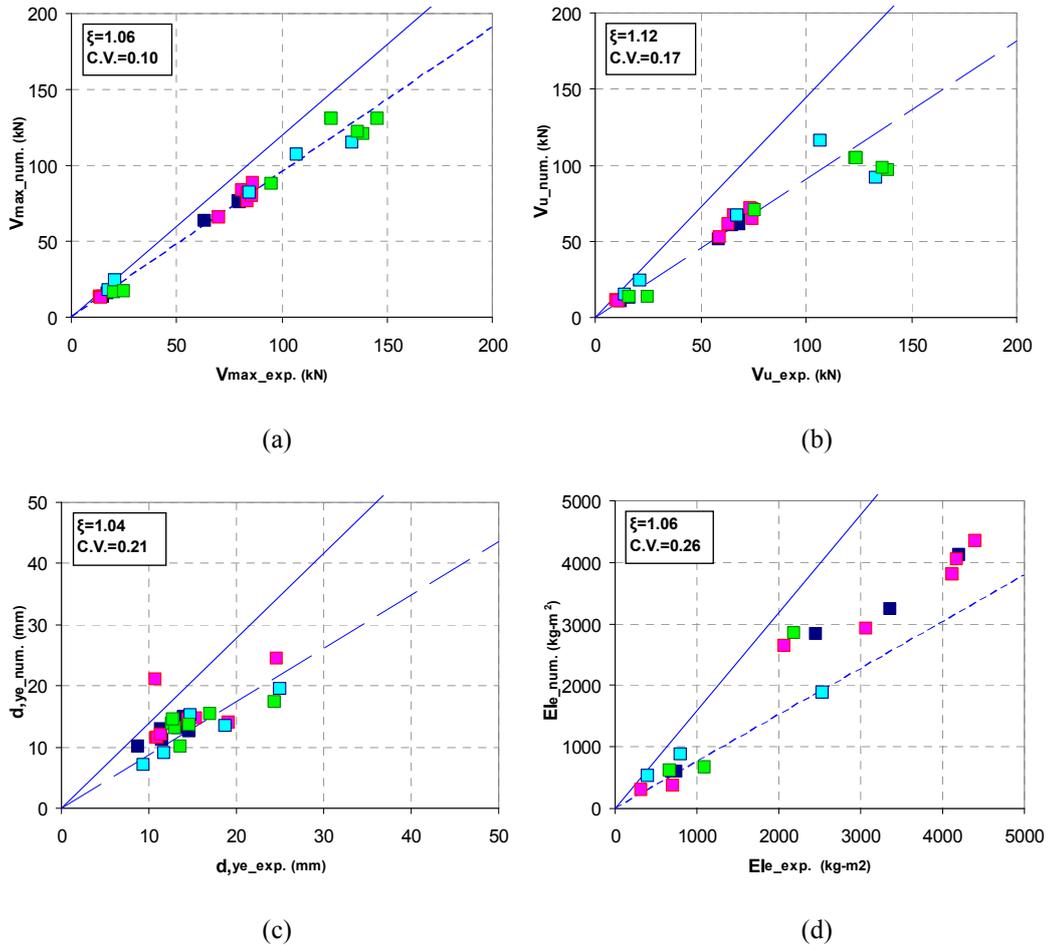


Figura 6.12 Calibración: a) Carga máxima, b) Carga ultima, c) Desplazamiento máximo, d) Desplazamiento último, e) Desplazamiento elástico efectivo, f) Rigidez elástica efectiva y g) Ductilidad en desplazamiento

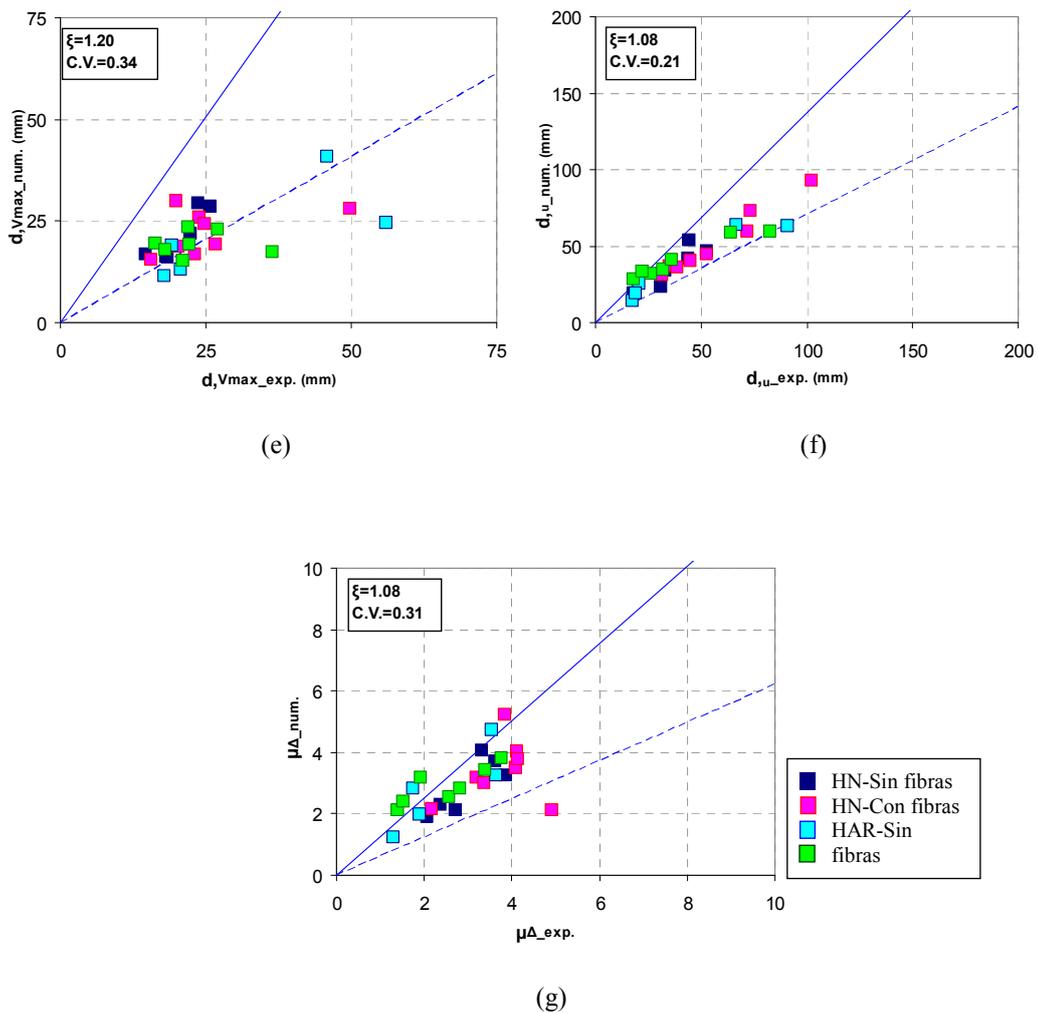


Figura 6.13 Continuación. Calibración: a) Carga máxima, b) Carga ultima, c) Desplazamiento máximo, d) Desplazamiento último, e) Desplazamiento elástico efectivo, f) Rigidez elástica efectiva y g) Ductilidad en desplazamiento

6.4. Contraste del modelo

El modelo numérico se ha contrastado con soportes donde varía la resistencia del hormigón, esbeltez geométrica de la pieza, nivel de axil reducido, cuantía de armadura longitudinal, confinamiento efectivo, espaciado de los estribos y la carga axial aplicada (Tabla 6.8). Se ha contrastado con 54 ensayos experimentales procedentes de la bibliografía técnica (Tabla 6.9 a Tabla 6.16) correspondiente a soportes sometidos a una carga axial y carga lateral cíclica, cuya base de datos se encuentra en el PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) [32], correspondientes a 8 autores distintos.

Tabla 6.8 Rango de valores según los parámetros de estudio en los ensayos de otros autores

| Parámetro | Rango |
|--|-------------|
| f_c (MPa) | 21-112 |
| Esbeltez a cortante (λ_v) | 3.0-14.40 |
| Axil reducido ($v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$) | 0.09-0.60 |
| Armadura longitudinal (ρ_l) | 0.008-0.032 |
| Confinamiento efectivo ($\alpha \cdot \omega_o$) | 0.004-0.038 |
| Espaciado (mm) | 62-152 |
| Carga axial (kN) | 267-4512 |

El criterio tenido en cuenta para la selección de los autores en el contraste ha sido correspondiente al modelo del ensayo experimental (tipo soporte ménsula o tipo viga columna), además de la sección transversal cuadrada o rectangular de los soportes. Los parámetros y los rangos utilizados de cada autor referenciado en la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) [32] seleccionados para realizar el contraste son:

Atalay et al. (1975) [11]

El autor realiza 12 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.14 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.12.

Tabla 6.9 Parámetros de ensayos experimentales, Atalay et al. (1975) [11]

| Soporte | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_o$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|-------------|-------------------------------------|---|--------------------------------|--|----------------|------------------|
| S1 | 29.10 | 5.50 | 0.10 | 0.016 | 0.02 | 76.00 | 267.00 |
| S2 | 30.70 | 5.50 | 0.20 | 0.016 | 0.03 | 127.00 | 267.00 |
| S3 | 29.20 | 5.50 | 0.18 | 0.016 | 0.02 | 76.00 | 267.00 |
| S4 | 27.60 | 5.50 | 0.26 | 0.016 | 0.04 | 127.00 | 267.00 |
| S5 | 29.40 | 5.50 | 0.27 | 0.016 | 0.02 | 76.00 | 534.00 |
| S6 | 31.80 | 5.50 | 0.28 | 0.016 | 0.03 | 127.00 | 534.00 |
| S9 | 33.30 | 5.50 | 0.27 | 0.016 | 0.02 | 76.00 | 801.00 |
| S10 | 32.40 | 5.50 | 0.10 | 0.016 | 0.03 | 127.00 | 801.00 |
| S11 | 31.00 | 5.50 | 0.20 | 0.016 | 0.02 | 76.00 | 801.00 |
| S12 | 31.80 | 5.50 | 0.18 | 0.016 | 0.03 | 127.00 | 801.00 |

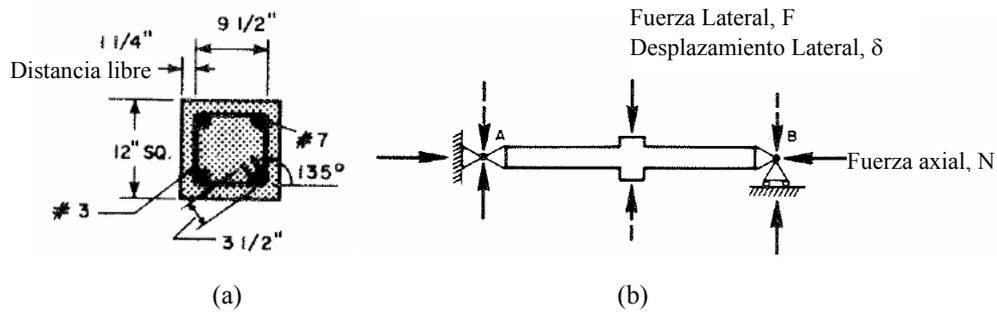


Figura 6.14 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Gill et al. (1979) [69]

El autor realiza 4 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.15 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.13.

Tabla 6.10 Parámetros de ensayos experimentales, Gill et al. (1979) [69]

| Soporte | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_{co}$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|-------------|-------------------------------------|---|--------------------------------|---|----------------|------------------|
| S1 | 23.10 | 2.18 | 0.26 | 0.018 | 0.01 | 80.00 | 1815.00 |
| S2 | 41.40 | 2.18 | 0.21 | 0.018 | 0.01 | 75.00 | 2680.00 |
| S3 | 21.40 | 2.18 | 0.42 | 0.018 | 0.01 | 75.00 | 2719.00 |
| S4 | 23.50 | 2.18 | 0.60 | 0.018 | 0.01 | 62.00 | 4265.00 |

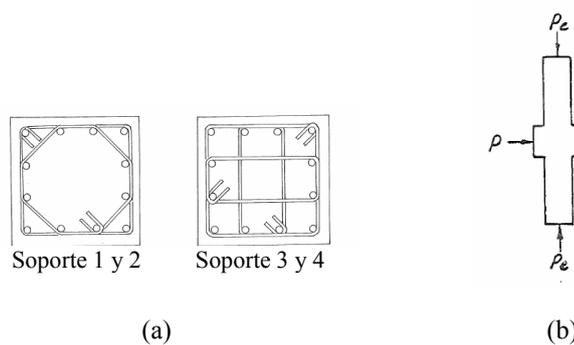


Figura 6.15 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Ang et al. (1981) [7]

El autor realiza 2 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.16 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.14.

Tabla 6.11 Parámetros de ensayos experimentales, Ang et al. (1981) [7]

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|----------------|--|---|--------------------------------------|--|-------------------|------------------------|
| S3 | 23.60 | 4.00 | 0.38 | 0.015 | 0.01 | 100.00 | 1435.00 |
| S4 | 25.00 | 4.00 | 0.21 | 0.015 | 0.01 | 90.00 | 840.00 |

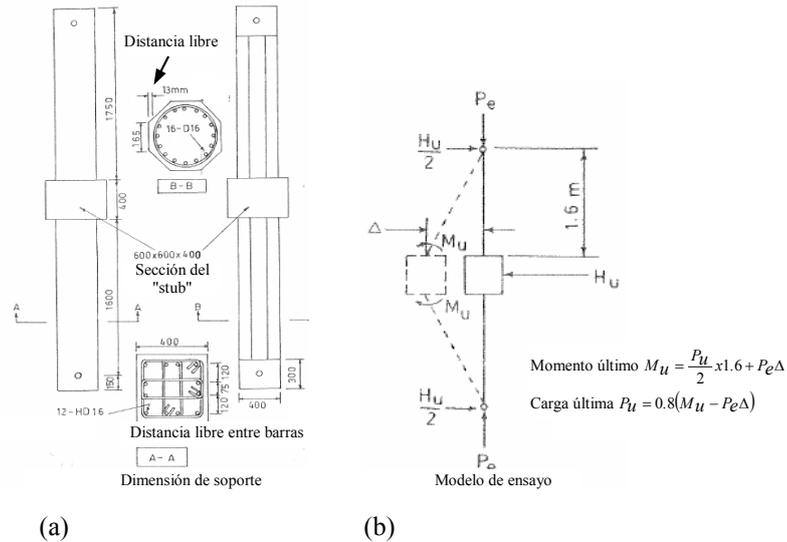


Figura 6.16 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Zahn et al. (1986) [177]

El autor realiza 2 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.17 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.15.

Tabla 6.12 Parámetros de ensayos experimentales, Zahn et al. (1986) [177]

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|----------------|--|--|--------------------------------------|--|-------------------|------------------------|
| S7 | 28.30 | 4.00 | 0.22 | 0.015 | 0.01 | 117.00 | 1010.00 |
| S8 | 40.10 | 4.00 | 0.39 | 0.015 | 0.01 | 92.00 | 2502.00 |

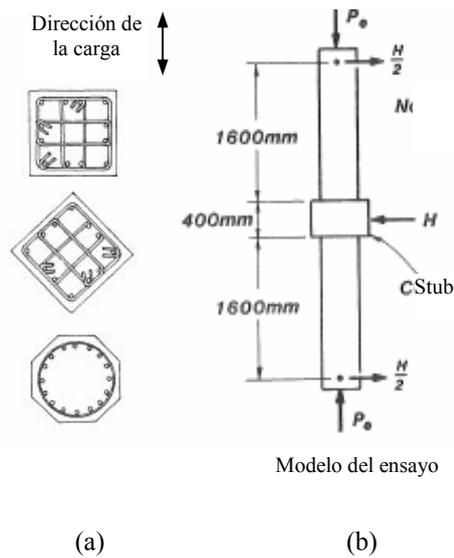


Figura 6.17 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental

Watson y Park (1989) [165]

El autor realiza 2 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.18 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.16.

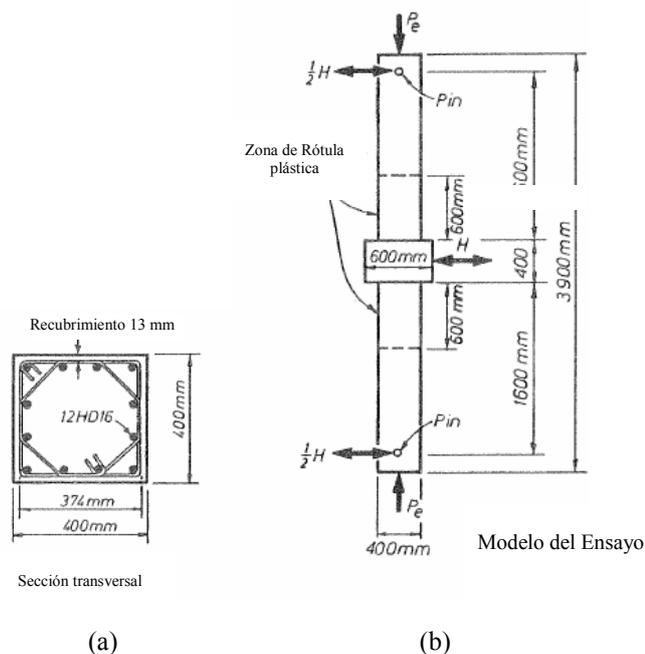


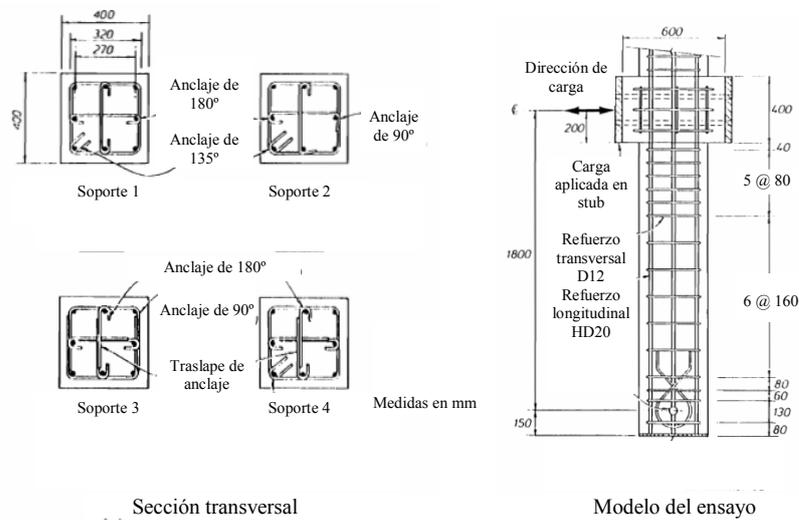
Figura 6.18 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Tabla 6.13 Parámetros de ensayos experimentales, Watson y Park (1989) [165]

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | AxIL reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|-------------|-------------------------------------|---|--------------------------------|--|----------------|------------------|
| S5 | 41.00 | 4.00 | 0.50 | 0.015 | 0.01 | 81.00 | 3280.00 |
| S6 | 40.00 | 4.00 | 0.50 | 0.015 | 0.01 | 96.00 | 3200.00 |

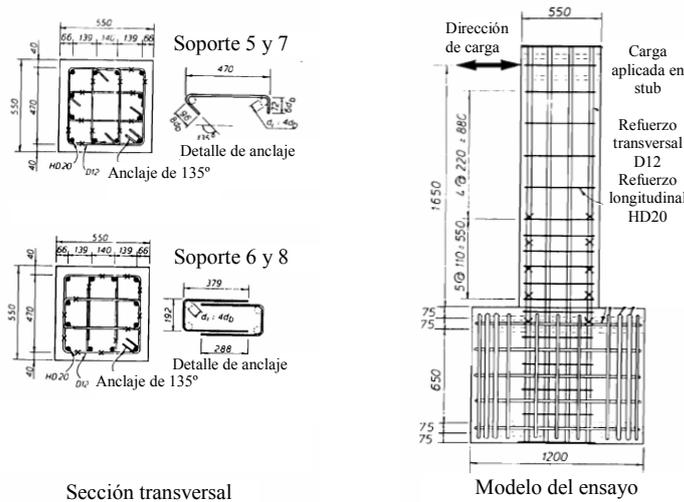
Tanaka y Park (1990) [156]

El autor realiza 8 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.19 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.17.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 6.19 a) y c) Sección transversal del soporte, b) y d) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Tabla 6.14 *Parámetros de ensayos experimentales, Tanaka y Park (1990) [156]*

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltz a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|----------------|---|---|--------------------------------------|--|-------------------|------------------------|
| S1 | 25.60 | 4.00 | 0.20 | 0.016 | 0.01 | 80.00 | 819.00 |
| S2 | 25.60 | 4.00 | 0.20 | 0.016 | 0.01 | 80.00 | 819.00 |
| S3 | 25.60 | 4.00 | 0.20 | 0.016 | 0.01 | 80.00 | 819.00 |
| S4 | 25.60 | 4.00 | 0.20 | 0.016 | 0.01 | 80.00 | 819.00 |
| S5 | 32.00 | 3.00 | 0.10 | 0.012 | 0.01 | 110.00 | 968.00 |
| S6 | 32.00 | 3.00 | 0.10 | 0.012 | 0.01 | 110.00 | 968.00 |
| S7 | 32.10 | 3.00 | 0.30 | 0.012 | 0.01 | 90.00 | 2913.00 |
| S8 | 32.10 | 3.00 | 0.30 | 0.012 | 0.01 | 90.00 | 2913.00 |

Bayrak y Sheik (1996) [28]

El autor realiza 16 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.20 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.18.

Tabla 6.15 *Parámetros de ensayos experimentales, Bayrak y Sheik (1996) [28]*

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltz a cortante (λ_v) | Axil reducido $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|----------------|---|---|--------------------------------------|--|-------------------|------------------------|
| S9 | 71.20 | 5.26 | 0.34 | 0.027 | 0.01 | 80.00 | 2118.20 |
| S10 | 71.10 | 5.26 | 0.50 | 0.027 | 0.01 | 80.00 | 3110.63 |
| S11 | 70.80 | 5.26 | 0.51 | 0.027 | 0.01 | 80.00 | 3159.45 |
| S12 | 70.90 | 5.26 | 0.34 | 0.027 | 0.02 | 150.00 | 2109.28 |
| S13 | 112.10 | 5.26 | 0.35 | 0.027 | 0.01 | 70.00 | 3433.06 |
| S14 | 112.10 | 5.26 | 0.46 | 0.027 | 0.01 | 70.00 | 4512.03 |
| S15 | 56.20 | 5.26 | 0.36 | 0.027 | 0.02 | 100.00 | 1770.30 |
| S16 | 56.20 | 5.26 | 0.37 | 0.027 | 0.02 | 150.00 | 1819.48 |
| S17 | 74.10 | 5.26 | 0.34 | 0.027 | 0.01 | 75.00 | 2204.48 |
| S18 | 74.10 | 5.26 | 0.50 | 0.027 | 0.01 | 75.00 | 3241.88 |
| S19 | 74.20 | 5.26 | 0.53 | 0.027 | 0.01 | 75.00 | 3441.03 |
| S20 | 74.20 | 5.26 | 0.34 | 0.027 | 0.02 | 140.00 | 2207.45 |
| S21 | 91.30 | 7.37 | 0.47 | 0.027 | 0.01 | 70.00 | 3754.71 |
| S22 | 91.30 | 7.37 | 0.31 | 0.027 | 0.01 | 70.00 | 2476.51 |
| S23 | 72.20 | 7.37 | 0.33 | 0.027 | 0.01 | 80.00 | 2084.78 |
| S24 | 72.20 | 7.37 | 0.50 | 0.027 | 0.01 | 80.00 | 3158.75 |

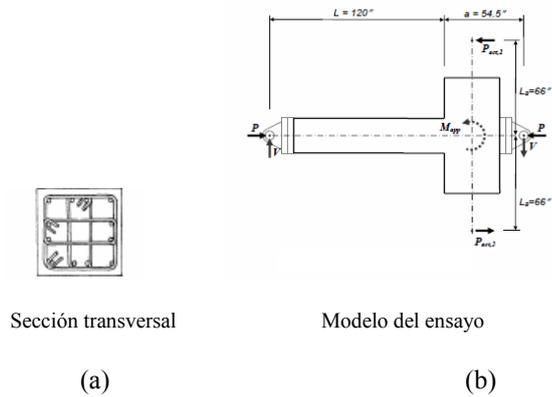


Figura 6.20 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Saatcioglu y Grira (1999) [141]

El autor realiza 10 ensayos experimentales, en el cual la sección transversal y las condiciones del ensayo se muestran en la Figura 6.21 y los parámetros utilizados en la campaña experimental se pueden ver en la Tabla 6.19.

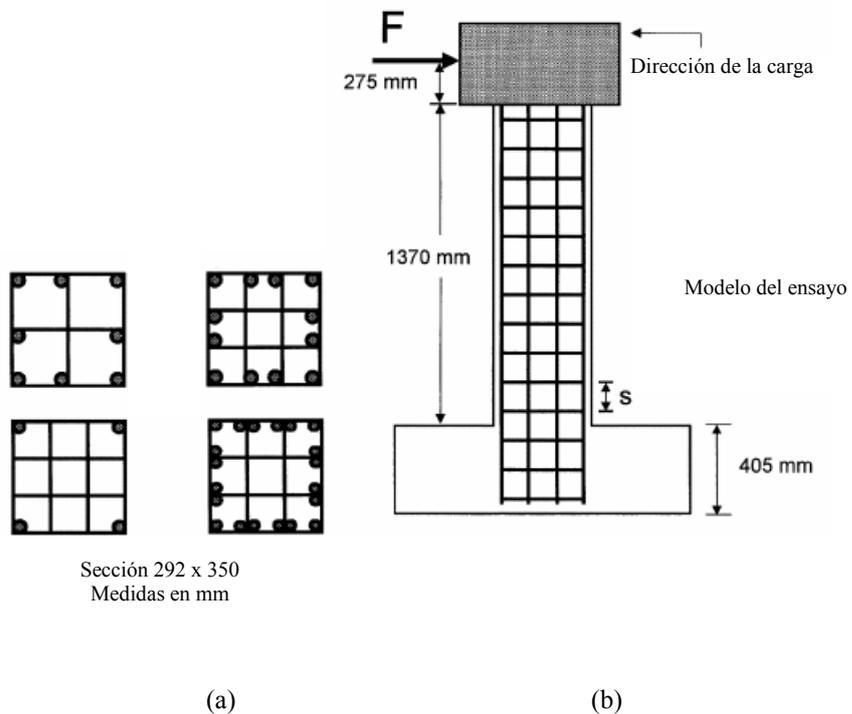


Figura 6.21 a) Sección transversal del soporte, b) Soporte ménsula del ensayo experimental.

Tabla 6.16 Parámetros de ensayos experimentales, Saatcioglu y Grira (1999) [141]

| SopORTE | f_c (MPa) | Esbeltez a cortante (λ_v) | Axil reducido ν $=N/(b \cdot h \cdot f_c)$ | Armadura longitudinal ρ_l | Confinamiento efectivo $\alpha \cdot \omega_w$ | Espaciado (mm) | Carga axial (kN) |
|---------|----------------|--|---|--------------------------------------|--|-------------------|------------------------|
| S1 | 34.00 | 4.70 | 0.43 | 0.020 | 0.02 | 152.00 | 1782.00 |
| S2 | 34.00 | 4.70 | 0.43 | 0.020 | 0.01 | 76.00 | 1782.00 |
| S3 | 34.00 | 4.70 | 0.20 | 0.020 | 0.01 | 76.00 | 831.00 |
| S4 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.029 | 0.03 | 152.00 | 1923.00 |
| S5 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.029 | 0.01 | 76.00 | 1923.00 |
| S6 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.023 | 0.02 | 76.00 | 1900.00 |
| S7 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.029 | 0.01 | 76.00 | 1923.00 |
| S8 | 34.00 | 4.70 | 0.23 | 0.029 | 0.01 | 76.00 | 961.00 |
| S9 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.033 | 0.01 | 76.00 | 1923.00 |
| S10 | 34.00 | 4.70 | 0.46 | 0.033 | 0.01 | 76.00 | 1923.00 |

6.4.1. Grado de precisión del modelo obtenido en el contraste.

El grado de precisión (ξ) se obtiene como el cociente entre el valor experimental y el valor numérico.

En las Tablas 6.17 a 6.21, se muestra el grado de precisión (ξ), de la carga máxima, la carga última, el desplazamiento elástico efectivo, la rigidez elástica efectiva y la ductilidad en desplazamiento.

Tabla 6.17 Grado de precisión en el contraste del modelo para la carga máxima.

| Autor | Nº | V _{max_exp.} (kN) | V _{max_num.} (kN) | ξ (exp/num) |
|--------------------------|-----|----------------------------|----------------------------|-------------|
| Atalay y Penzien 1975 | S1 | 59.72 | 57.32 | 1.04 |
| | S2 | 57.26 | 55.25 | 1.04 |
| | S3 | 57.30 | 60.29 | 0.95 |
| | S4 | 59.89 | 59.93 | 1.00 |
| | S5 | 75.32 | 74.88 | 1.01 |
| | S6 | 71.61 | 75.48 | 0.95 |
| | S9 | 76.69 | 76.69 | 1.00 |
| | S10 | 76.80 | 73.77 | 1.04 |
| | S11 | 79.54 | 73.46 | 1.08 |
| | S12 | 78.10 | 71.73 | 1.09 |
| Gill et al. 1979 | S1 | 676.52 | 674.65 | 1.00 |
| | S2 | 787.83 | 799.53 | 0.99 |
| | S3 | 654.84 | 702.62 | 0.93 |
| | S4 | 695.98 | 738.42 | 0.94 |
| Ang et al. 1981 | S3 | 189.39 | 193.78 | 0.98 |
| | S4 | 165.24 | 171.10 | 0.97 |
| Zahn et al. 1986 | S7 | 203.79 | 204.24 | 1.00 |
| | S8 | 263.96 | 300.13 | 0.88 |
| Watson y Park 1989 | S5 | 286.76 | 307.85 | 0.93 |
| | S6 | 290.95 | 303.12 | 0.96 |
| Tanaka y Park 1990 | S1 | 166.97 | 171.49 | 0.97 |
| | S2 | 163.98 | 171.74 | 0.95 |
| | S3 | 171.03 | 173.02 | 0.99 |
| | S4 | 169.00 | 172.27 | 0.98 |
| | S5 | 383.26 | 353.68 | 1.08 |
| | S6 | 399.92 | 383.84 | 1.04 |
| | S7 | 602.42 | 602.42 | 1.00 |
| | S8 | 615.85 | 556.32 | 1.11 |
| Bayrak y Sheikh 1996 | S9 | 190.04 | 180.46 | 1.05 |
| | S10 | 194.98 | 183.03 | 1.07 |
| | S11 | 189.54 | 191.44 | 0.99 |
| | S12 | 173.91 | 171.12 | 1.02 |
| | S13 | 203.94 | 234.57 | 0.87 |
| | S14 | 181.39 | 242.29 | 0.75 |
| | S15 | 159.32 | 167.06 | 0.95 |
| | S16 | 154.33 | 148.60 | 1.04 |
| | S17 | 193.20 | 184.25 | 1.05 |
| | S18 | 175.66 | 177.80 | 0.99 |
| | S19 | 190.25 | 203.72 | 0.93 |
| | S20 | 208.18 | 201.06 | 1.04 |
| Saaticioglu y Grira 1999 | S1 | 193.18 | 183.98 | 1.05 |
| | S2 | 188.75 | 182.35 | 1.04 |
| | S3 | 158.07 | 164.88 | 0.96 |
| | S4 | 205.33 | 211.54 | 0.97 |
| | S5 | 220.90 | 200.39 | 1.10 |
| | S6 | 214.95 | 183.75 | 1.17 |
| | S7 | 212.32 | 213.96 | 0.99 |
| | S8 | 197.95 | 185.19 | 1.07 |
| | S9 | 218.31 | 232.04 | 0.94 |
| | S10 | 218.82 | 218.92 | 1.00 |

| | |
|----------------------|-------------|
| Promedio | 1.00 |
| C.V. | 0.07 |
| Error P(0.95) | 1.11 |
| Error P(0.05) | 0.91 |

Tabla 6.18 Grado de precisión en el contraste del modelo para la carga última.

| Autor | Nº | V _{u,exp.} (kN) | V _{u,num.} (kN) | ξ (exp/num) | Autor | Nº | V _{u,exp.} (kN) | V _{u,num.} (kN) | ξ (exp/num) | |
|------------------------------|-----|--------------------------|--------------------------|-------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| Atalay y Penzien 1975 | S1 | 55.35 | 45.86 | 1.21 | Bayrak y Sheikh 1996 | S9 | 152.03 | 144.37 | 1.05 | |
| | S2 | 53.20 | 44.20 | 1.20 | | S10 | 155.98 | 146.42 | 1.07 | |
| | S3 | 54.94 | 48.23 | 1.14 | | S11 | 151.63 | 153.15 | 0.99 | |
| | S4 | 56.35 | 47.94 | 1.18 | | S12 | 139.13 | 136.90 | 1.02 | |
| | S5 | 63.08 | 59.91 | 1.05 | | S13 | 163.15 | 187.66 | 0.87 | |
| | S6 | 60.97 | 60.38 | 1.01 | | S14 | 145.11 | 193.83 | 0.75 | |
| | S9 | 61.35 | 57.31 | 1.07 | | S15 | 127.45 | 133.65 | 0.95 | |
| | S10 | 61.44 | 59.02 | 1.04 | | S16 | 123.46 | 118.88 | 1.04 | |
| | S11 | 63.63 | 58.77 | 1.08 | | S17 | 154.56 | 147.40 | 1.05 | |
| | S12 | 62.48 | 57.38 | 1.09 | | S18 | 140.53 | 142.24 | 0.99 | |
| Gill et al. 1979 | S1 | 637.22 | 539.72 | 1.18 | | S19 | 152.20 | 162.97 | 0.93 | |
| | S2 | 724.23 | 639.62 | 1.13 | | S20 | 166.54 | 160.85 | 1.04 | |
| | S3 | 594.25 | 562.10 | 1.06 | | S21 | 90.66 | 80.29 | 1.13 | |
| | S4 | 695.98 | 590.74 | 1.18 | | S22 | 95.23 | 92.84 | 1.03 | |
| Ang et al. 1981 | S3 | 151.51 | 155.02 | 0.98 | | S23 | 86.48 | 86.99 | 0.99 | |
| | S4 | 136.09 | 136.88 | 0.99 | | S24 | 88.01 | 79.19 | 1.11 | |
| Zahn et al. 1986 | S7 | 163.03 | 163.39 | 1.00 | | Saatcioglu y Grira 1999 | S1 | 154.54 | 147.18 | 1.05 |
| | S8 | 250.74 | 240.11 | 1.04 | | | S2 | 151.00 | 145.88 | 1.04 |
| Watson y Park 1989 | S5 | 229.40 | 246.28 | 0.93 | | | S3 | 130.86 | 131.91 | 0.99 |
| | S6 | 232.76 | 242.49 | 0.96 | | | S4 | 164.27 | 169.23 | 0.97 |
| Tanaka y Park 1990 | S1 | 133.57 | 137.19 | 0.97 | | | S5 | 182.13 | 160.31 | 1.14 |
| | S2 | 131.18 | 137.40 | 0.95 | | | S6 | 182.13 | 147.00 | 1.24 |
| | S3 | 136.82 | 138.41 | 0.99 | | | S7 | 182.13 | 162.61 | 1.12 |
| | S4 | 135.20 | 137.82 | 0.98 | | | S8 | 175.05 | 148.15 | 1.18 |
| | S5 | 362.56 | 282.94 | 1.28 | S9 | | 175.05 | 185.63 | 0.94 | |
| | S6 | 331.85 | 306.38 | 1.08 | S10 | | 175.05 | 175.14 | 1.00 | |
| | S7 | 481.93 | 452.01 | 1.07 | | | | | | |
| | S8 | 499.76 | 445.05 | 1.12 | | | | | | |

| | |
|----------------------|-------------|
| Promedio | 1.05 |
| C.V. | 0.09 |
| Error P(0.95) | 1.20 |
| Error P(0.05) | 0.93 |

Tabla 6.19 Grado de precisión en el contraste del modelo para el desplazamiento elástico efectivo.

| Autor | Nº | d _{y,e_exp.} (kN) | d _{y,e_num.} (kN) | ξ (exp/num) |
|--------------------------------|-------|----------------------------|----------------------------|-------------|
| Atalay y Penzien 1975 | S1 | 15.49 | 18.06 | 0.86 |
| | S2 | 14.86 | 14.09 | 1.05 |
| | S3 | 14.37 | 20.21 | 0.71 |
| | S4 | 15.10 | 20.48 | 0.74 |
| | S5 | 16.45 | 18.02 | 0.91 |
| | S6 | 16.88 | 17.60 | 0.96 |
| | S9 | 14.85 | 12.09 | 1.23 |
| | S10 | 14.71 | 11.86 | 1.24 |
| | S11 | 13.06 | 12.35 | 1.06 |
| | S12 | 15.13 | 12.06 | 1.25 |
| Gill et al. 1979 | S1 | 6.88 | 5.92 | 1.16 |
| | S2 | 6.06 | 6.10 | 0.99 |
| | S3 | 7.12 | 7.67 | 0.93 |
| | S4 | 4.60 | 6.27 | 0.73 |
| Ang et al. 1981 | S3 | 10.16 | 11.02 | 0.92 |
| | S4 | 10.98 | 8.97 | 1.22 |
| Zahn et al. 1986 | S7 | 14.61 | 9.58 | 1.52 |
| | S8 | 12.00 | 10.07 | 1.19 |
| Watson y Park 1989 | S5 | 9.50 | 9.62 | 0.99 |
| | S6 | 9.56 | 8.49 | 1.13 |
| Tanaka y Park 1990 | S1 | 11.67 | 10.54 | 1.11 |
| | S2 | 11.06 | 9.48 | 1.17 |
| | S3 | 11.17 | 11.66 | 0.96 |
| | S4 | 12.17 | 10.57 | 1.15 |
| | S5 | 19.75 | 11.45 | 1.72 |
| | S6 | 14.45 | 7.94 | 1.82 |
| | S7 | 16.99 | 8.64 | 1.97 |
| | S8 | 15.02 | 12.83 | 1.17 |
| Bayrak y Sheikh 1996 | S9 | 15.29 | 14.76 | 1.04 |
| | S10 | 11.14 | 12.25 | 0.91 |
| | S11 | 13.20 | 14.48 | 0.91 |
| | S12 | 11.54 | 12.91 | 0.89 |
| | S13 | 9.95 | 10.31 | 0.97 |
| | S14 | 18.24 | 11.37 | 1.60 |
| | S15 | 20.39 | 13.61 | 1.50 |
| | S16 | 16.52 | 16.76 | 0.99 |
| | S17 | 21.97 | 16.71 | 1.31 |
| | S18 | 11.06 | 14.64 | 0.76 |
| | S19 | 17.50 | 14.37 | 1.22 |
| | S20 | 16.82 | 14.25 | 1.18 |
| | S21 | 21.75 | 13.59 | 1.60 |
| | S22 | 22.37 | 12.78 | 1.75 |
| S23 | 20.54 | 17.61 | 1.17 | |
| S24 | 18.35 | 15.02 | 1.22 | |
| Saatcioglu y Grira 1999 | S1 | 11.77 | 11.12 | 1.06 |
| | S2 | 11.01 | 11.67 | 0.94 |
| | S3 | 15.55 | 12.89 | 1.21 |
| | S4 | 17.21 | 12.68 | 1.36 |
| | S5 | 16.17 | 12.17 | 1.33 |
| | S6 | 15.38 | 14.22 | 1.08 |
| | S7 | 15.38 | 14.51 | 1.06 |
| | S8 | 21.05 | 14.05 | 1.50 |
| | S9 | 16.02 | 16.08 | 1.00 |
| | S10 | 15.81 | 14.28 | 1.11 |

| | |
|----------------------|-------------|
| Promedio | 1.16 |
| C.V. | 0.24 |
| Error P(0.95) | 1.73 |
| Error P(0.05) | 0.75 |

Tabla 6.20 Grado de precisión en el contraste del modelo para la rigidez elástica efectiva.

| Autor | Nº | EI _e exp. (kN-m ²) | EI _e num. (kN-m ²) | ξ (exp/num) |
|------------------------------|-----|--|--|----------------|
| Atalay y Penzien 1975 | S1 | 9097 | 7490 | 1.21 |
| | S2 | 9095 | 9253 | 0.98 |
| | S3 | 9408 | 7040 | 1.14 |
| | S4 | 9357 | 6906 | 1.17 |
| | S5 | 10806 | 9808 | 1.10 |
| | S6 | 10012 | 10122 | 0.99 |
| | S9 | 12189 | 14964 | 0.81 |
| | S10 | 12321 | 14675 | 0.84 |
| | S11 | 14373 | 14033 | 1.02 |
| | S12 | 12183 | 14035 | 0.87 |
| Gill et al. 1979 | S1 | 80672 | 93417 | 1.11 |
| | S2 | 106636 | 107536 | 0.99 |
| | S3 | 75419 | 75117 | 1.00 |
| | S4 | 124077 | 96585 | 1.28 |
| Ang et al. 1981 | S3 | 50923 | 48020 | 1.06 |
| | S4 | 41092 | 52093 | 0.79 |
| Zahn et al. 1986 | S7 | 13555 | 20713 | 1.04 |
| | S8 | 21376 | 28959 | 1.10 |
| Watson y Park 1989 | S5 | 67896 | 72010 | 0.94 |
| | S6 | 68453 | 80327 | 1.10 |
| Tanaka y Park 1990 | S1 | 19542 | 22212 | 1.15 |
| | S2 | 20234 | 24730 | 1.20 |
| | S3 | 20897 | 20255 | 1.03 |
| | S4 | 18955 | 22253 | 1.13 |
| | S5 | 58113 | 92469 | 1.10 |
| | S6 | 82887 | 144850 | 0.90 |
| | S7 | 106165 | 208844 | 0.90 |
| | S8 | 122760 | 129829 | 0.95 |

| Autor | Nº | EI _e exp. (kN-m ²) | EI _e num. (kN-m ²) | ξ (exp/num) |
|--------------------------------|-------|--|--|-------------|
| Bayrak y Sheikh 1996 | S9 | 26477 | 26049 | 1.02 |
| | S10 | 37297 | 31834 | 1.17 |
| | S11 | 32098 | 28240 | 1.14 |
| | S12 | 43664 | 48478 | 0.90 |
| | S13 | 21191 | 45414 | 0.90 |
| | S14 | 16648 | 26148 | 1.15 |
| | S15 | 19899 | 18889 | 1.05 |
| | S16 | 18734 | 23492 | 0.80 |
| | S17 | 33834 | 25872 | 1.24 |
| | S18 | 23169 | 30216 | 1.10 |
| | S19 | 26369 | 30059 | 0.88 |
| | S20 | 11103 | 15731 | 1.05 |
| | S21 | 11340 | 19349 | 0.80 |
| | S22 | 11216 | 13155 | 0.85 |
| Saatcioglu y Grira 1999 | S23 | 12772 | 14045 | 0.91 |
| | S24 | 25438 | 23194 | 1.14 |
| | S1 | 17699 | 24750 | 0.89 |
| | S2 | 20275 | 24425 | 1.12 |
| | S3 | 13956 | 19563 | 0.80 |
| | S4 | 20219 | 21417 | 1.04 |
| | S5 | 28201 | 25665 | 1.10 |
| | S6 | 19456 | 27424 | 1.16 |
| | S7 | 23854 | 28544 | 0.84 |
| | S8 | 17714 | 24050 | 1.03 |
| S9 | 21903 | 23257 | 0.94 | |
| S10 | 26477 | 26049 | 1.02 | |

| | |
|----------------------|-------------|
| Promedio | 1.02 |
| C.V. | 0.13 |
| Error P(0.95) | 1.21 |
| Error P(0.05) | 0.80 |

Tabla 6.21 Grado de precisión en el contraste del modelo para la ductilidad en desplazamiento.

| Autor | Nº | $\mu_{exp.}$ (kN) | $\mu_{num.}$ (kN) | ξ (exp/num) | Autor | Nº | $\mu_{exp.}$ (kN) | $\mu_{num.}$ (kN) | ξ (exp/num) | |
|------------------------------|-----|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-------------|
| Atalay y Penzien 1975 | S1 | 2.65 | 3.11 | 0.85 | Bayrak y Sheikh 1996 | S9 | 4.36 | 3.20 | 1.36 | |
| | S2 | 3.52 | 4.74 | 0.74 | | S10 | 3.69 | 3.12 | 1.18 | |
| | S3 | 3.54 | 2.75 | 1.28 | | S11 | 3.68 | 3.08 | 1.20 | |
| | S4 | 2.62 | 2.52 | 1.04 | | S12 | 3.19 | 3.11 | 1.03 | |
| | S5 | 3.05 | 3.30 | 0.92 | | S13 | 4.51 | 3.12 | 1.44 | |
| | S6 | 3.03 | 2.83 | 1.07 | | S14 | 2.02 | 2.46 | 0.82 | |
| | S9 | 2.50 | 3.79 | 0.66 | | S15 | 3.17 | 3.35 | 0.95 | |
| | S10 | 2.40 | 3.32 | 0.72 | | S16 | 2.38 | 2.19 | 1.09 | |
| | S11 | 2.14 | 2.90 | 0.74 | | S17 | 2.48 | 3.14 | 0.79 | |
| | S12 | 2.52 | 2.38 | 1.06 | | S18 | 2.96 | 1.88 | 1.58 | |
| Gill et al. 1979 | S1 | 4.92 | 9.74 | 0.51 | | S19 | 2.01 | 2.29 | 0.88 | |
| | S2 | 4.15 | 7.98 | 0.52 | | S20 | 2.19 | 2.06 | 1.06 | |
| | S3 | 2.90 | 3.40 | 0.85 | | S21 | 1.53 | 1.69 | 0.91 | |
| | S4 | 3.36 | 2.81 | 1.20 | | S22 | 2.24 | 2.59 | 0.86 | |
| Ang et al. 1981 | S3 | 4.27 | 3.78 | 1.13 | | S23 | 2.33 | 2.06 | 1.13 | |
| | S4 | 5.26 | 5.68 | 0.93 | | S24 | 1.63 | 2.02 | 0.80 | |
| Zahn et al. 1986 | S7 | 6.12 | 4.27 | 1.43 | | Saatcioglu y Grira 1999 | S1 | 2.78 | 2.13 | 1.31 |
| | S8 | 5.11 | 3.68 | 1.39 | | | S2 | 5.26 | 4.69 | 1.12 |
| Watson y Park 1989 | S5 | 3.48 | 2.85 | 1.22 | | | S3 | 7.38 | 6.00 | 1.23 |
| | S6 | 2.53 | 3.30 | 0.77 | | | S4 | 2.94 | 2.13 | 1.38 |
| Tanaka y Park 1990 | S1 | 5.26 | 5.56 | 0.95 | | | S5 | 5.85 | 5.28 | 1.11 |
| | S2 | 5.75 | 5.02 | 1.14 | | | S6 | 6.14 | 5.34 | 1.15 |
| | S3 | 4.68 | 4.14 | 1.13 | | | S7 | 6.14 | 6.01 | 1.02 |
| | S4 | 5.64 | 5.38 | 1.05 | | | S8 | 5.35 | 4.64 | 1.15 |
| | S5 | 3.71 | 3.86 | 0.96 | S9 | | 7.02 | 6.22 | 1.13 | |
| | S6 | 7.07 | 6.92 | 1.02 | S10 | | 7.12 | 6.66 | 1.07 | |
| | S7 | 4.85 | 4.87 | 1.00 | | | | | | |
| | S8 | 4.74 | 3.36 | 1.41 | | | | | | |

| | |
|----------------------|-------------|
| Promedio | 1.05 |
| C.V. | 0.22 |
| Error P(0.95) | 1.42 |
| Error P(0.05) | 0.70 |

En la Tabla 6.17 y Tabla 6.18, el grado de precisión promedio tanto para la carga máxima como la última; se encuentra con un valor por encima y cercano a la unidad y con valores de coeficiente de variación mínimos es de 0.07. Es decir, el modelo numérico muestra una buena aproximación respecto a los ensayos experimentales.

Por otro lado, en las Tablas 6.19 y 6.20, se muestra el grado de precisión del desplazamiento elástico efectivo y de la rigidez elástica efectiva; de nuevo el grado de precisión promedio se encuentra por encima y cercano a la unidad con un valor aproximado a 0.24 y 0.13 respectivamente. El coeficiente de variación de 0.24, cabe señalar que es razonable para estos tipos de pruebas en el laboratorio, ya que se tiene en

cuenta promedios de envolventes de curvas para hacer el cálculo de la ductilidad visto también para la calibración experimental. Razón por el cual en la Tabla 6.21, muestra el promedio de la ductilidad en desplazamiento con una precisión superior pero muy cercano a la unidad con un coeficiente de variación aceptable de 0.22.

Por otra parte, en la Figura 6.21 muestra los resultados obtenidos en dicho contraste tanto para carga máxima alcanzada, la carga ultima, desplazamiento elástico efectivo, rigidez elástica efectiva y la ductilidad en desplazamiento. Además en la Tabla 6.22 y 6.23, se muestra el grado de precisión del modelo obtenido del contraste y el resumen total de la calibración con los ensayos propios y de otros autores respectivamente. Es de apreciar que en el desplazamiento elástico efectivo se ha alcanzado un coeficiente de variación del 24%, y esto se debe a las variaciones posibles condicionadas de cada uno de los ensayos encontrados en la literatura técnica. Se puede indicar que en todos los diagramas mostrados y en la Tabla 6.23; se aprecia a simple vista, un buen ajuste respecto a todos los parámetros estudiados.

Se puede concluir que hay una suficiente aproximación entre los resultados obtenidos con el modelo numérico y los ensayos experimentales, tanto propios como de otros autores y que el modelo numérico obtenido se puede utilizar para realizar un estudio paramétrico.

Tabla 6.22 Grado de precisión del modelo en el contraste.

| Descripción | V_{max} (kN) | V_u (kN) | $d_{,ye}$ (mm) | EI_e (kN-m ²) | μ_Δ |
|---------------|----------------|------------|----------------|-----------------------------|--------------|
| Promedio | 1.00 | 1.05 | 1.13 | 1.16 | 1.05 |
| C.V. | 0.07 | 0.09 | 0.24 | 0.24 | 0.22 |
| Error P(0.95) | 1.11 | 1.20 | 1.63 | 1.73 | 1.42 |
| Error P(0.05) | 0.91 | 0.93 | 0.75 | 0.75 | 0.70 |

Tabla 6.23 Grado de precisión del modelo en la calibración con ensayos propios y de otros autores.

| Descripción | V_{max} (kN) | V_u (kN) | $d_{,ye}$ (mm) | EI_e (kN-m ²) | μ_Δ |
|---------------|----------------|------------|----------------|-----------------------------|--------------|
| Promedio | 1.02 | 1.08 | 1.13 | 1.03 | 1.03 |
| C.V. | 0.09 | 0.13 | 0.23 | 0.18 | 0.26 |
| Error P(0.95) | 1.15 | 1.31 | 1.61 | 1.25 | 1.41 |
| Error P(0.05) | 0.93 | 0.92 | 0.75 | 0.79 | 0.63 |

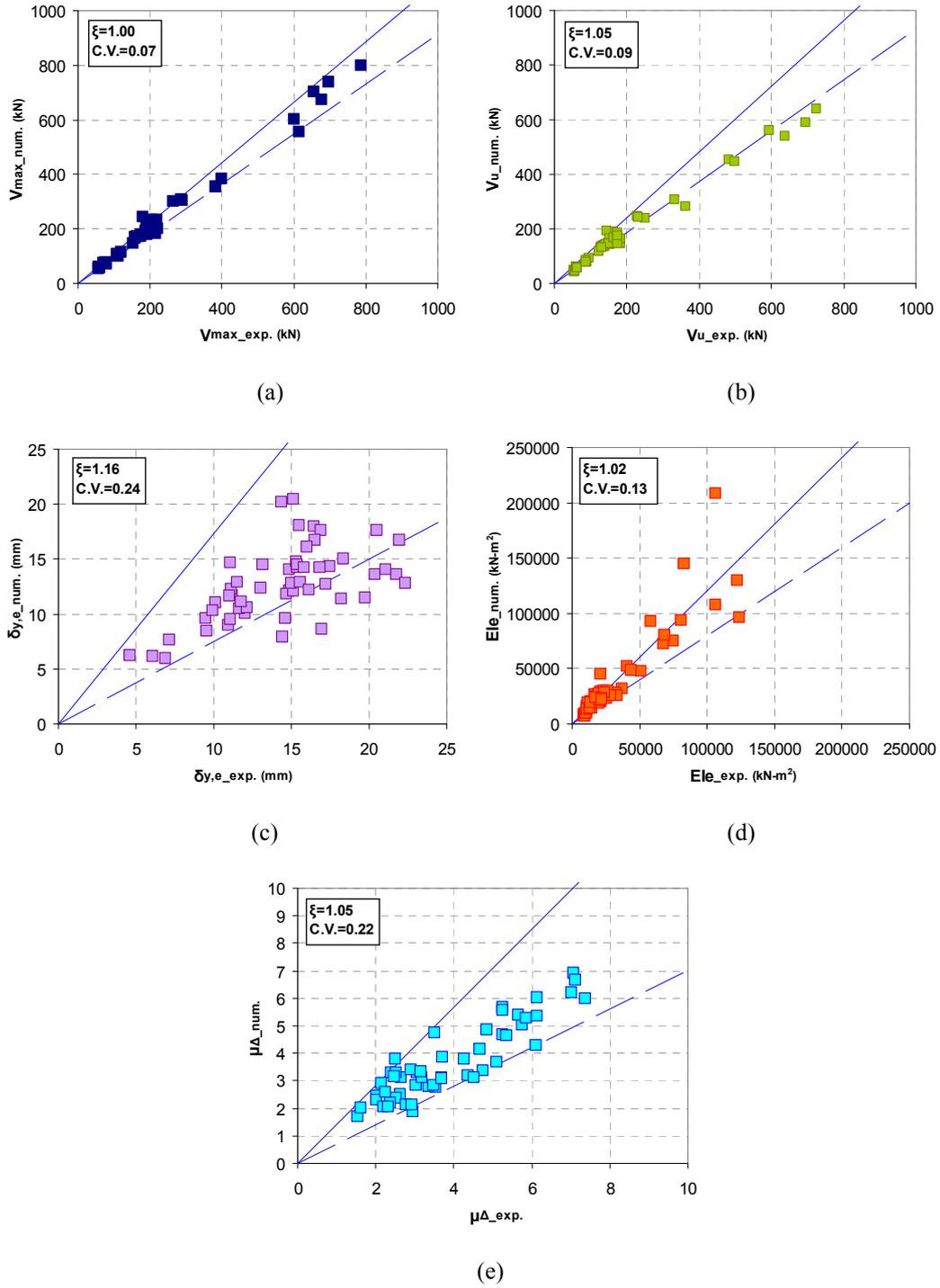


Figura 6.22 Contraste: a) Carga máxima alcanzada, b) Carga ultima, c) Desplazamiento elástico efectivo, d) Rigidez elástica efectiva y e) Ductilidad en desplazamiento.

6.5. Conclusiones

Se puede concluir lo siguiente:

- En la calibración, el modelo numérico desarrollado muestra que el valor medio de la ductilidad en desplazamientos para todos los tipos de hormigones (hormigón convencional como de alta resistencia con o sin fibras metálicas), se encuentra del lado de la seguridad, además existe una suficiente aproximación del modelo numérico desarrollado con los ensayos experimentales.
- El grado de precisión respecto a la carga máxima y la carga última obtenida tanto en la validación como el contraste de los ensayos experimentales propios y de otros autores, se encuentra del lado de la seguridad, y se encuentra por encima y muy cercano a la unidad. Y esto también se observa para el desplazamiento elástico efectivo y el desplazamiento último.
- En la rigidez elástica efectiva y en la ductilidad en desplazamiento, también se han obtenido promedios superiores y muy cercano a la unidad con coeficientes de variación aceptables.
- Se concluye que el modelo utilizado en la tesis doctoral para el estudio de la ductilidad en soportes con carga axial y carga lateral cíclica ha sido validado y contrastado con ensayos experimentales propios y de otros autores encontrados en la bibliografía.

Capítulo 7.

“Estudio Paramétrico”

En el presente capítulo se realiza un estudio paramétrico basado en el modelo numérico desarrollado en OPENSEES (<http://opensees.berkeley.edu>) y cuya calibración y contraste ha sido realizado en el Capítulo 6. En este estudio se pretende evaluar la capacidad de resistencia y de deformación en soportes sometidos a un esfuerzo de compresión constante y una carga lateral cíclica extrapolando los rangos de valores estudiados en el programa experimental.

El capítulo analiza los parámetros de estudio de la campaña experimental y los resultados obtenidos mediante el modelo numérico, dichos resultados servirán para definir las variables más significativas y como base para los métodos simplificados propuestos en esta tesis (capítulo 8), cuya finalidad es la de evaluar la capacidad de deformación en elementos de hormigón armado sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica.

7.1. PARÁMETROS DE ESTUDIO

El estudio paramétrico se ha realizado tomando como referencia las variables estudiadas en la campaña experimental, los rangos de dichas variables han sido extrapolados para obtener más información que ayude a comprender en su totalidad el objetivo de la investigación. En la figura se muestra el modelo utilizado para el estudio; representa el soporte con la aplicación de la carga axial y la carga vertical reversible (Figura 7.1). Las condiciones de mallado y de la obtención de los resultados numéricos se ha utilizado como en la calibración del modelo, mencionado en el capítulo anterior de la presente tesis doctoral.

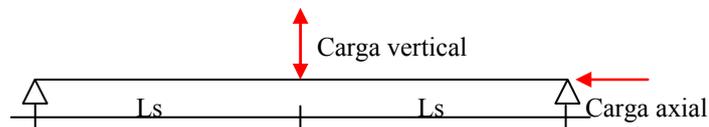


Figura 7.1 Modelo numérico.

El ensayo numérico tiene dos fases, en la primera se hace un ensayo a carga monótonica (Figura 7.1a) con la finalidad de obtener la deriva elástico efectiva a utilizar en el ensayo cíclico ($d_{y,e}$). Esta deriva se incrementa por cada dos ciclos (Figura 7.2b) en el ensayo con carga cíclica. Además cabe resaltar que para todas las series realizadas se ha trabajado con una armadura cuyo límite elástico (f_y) es de 500 MPa y un módulo de elasticidad de 200,000 MPa.

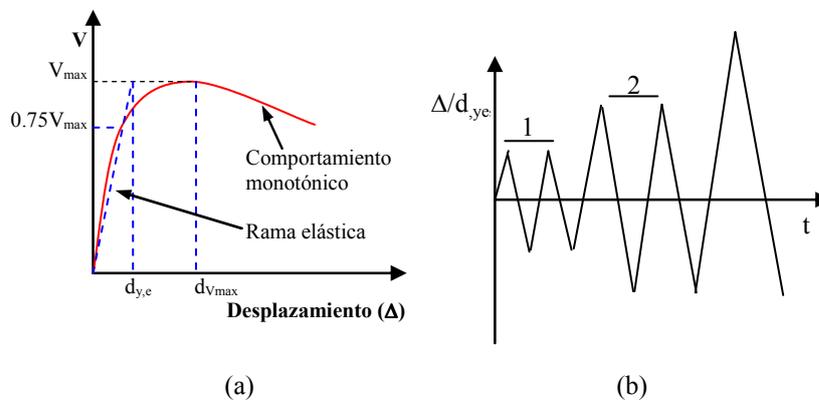


Figura 7.2 Ensayo numérico: (a) Ensayo monótonico, (b) Protocolo de carga cíclica.

Los parámetros analizados en el estudio paramétrico son: el nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$), la esbeltez a cortante ($\lambda_v = L_s/h = M/(V \cdot h)$), la resistencia del hormigón f_c , la cuantía de la armadura longitudinal (ρ_l), el confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha \cdot \omega_w$), la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) y el índice de la cuantía volumétrica de fibras de acero ($RI_v = v_f L_f / \phi$; donde v_f es el porcentaje de fibras en la masa del hormigón, L_f y ϕ , son la longitud y el diámetro de la fibra respectivamente).

7.2. PROGRAMA DE ENSAYOS NUMÉRICOS

El programa de ensayos numéricos consta de dos grupos; un grupo de ensayos sin la adición de fibras metálicas para carga monotónica y cíclica, y de la misma manera para soportes con fibras metálicas; haciendo un total de 1908 ensayos (Tabla 7.1).

Tabla 7.1 Número de ensayos realizados en el estudio paramétrico

| Descripción | Tipo de Carga | Numero de ensayos |
|-------------------------------|---------------|-------------------|
| Soportes sin fibras metálicas | Monotónica | 546 |
| | Cíclica | 546 |
| Soportes con fibras metálicas | Monotónica | 408 |
| | Cíclica | 408 |
| Total de ensayos | | 1908 |

Los valores utilizados en las variables estudiadas en el estudio paramétrico corresponden a ensayos que no han sido evaluados en la campaña experimental y no se encuentran en la base de datos experimental, estos rangos para cada parámetro se describen a continuación:

La esbeltez a cortante ($\lambda_v = L_s/h = M/(V \cdot h)$): Se ha considerado esbelteces de 3, 4, 6, 8 y 10. Se estimó completar la serie experimental con soportes de esbeltez 3, 4 y 8.

El confinamiento de la armadura transversal ($\alpha \cdot \omega_w$): donde ω_w es la cuantía mecánica volumétrica de confinamiento y α es el factor de efectividad de confinamiento (EC-8 (2004) [58]Artículo 5.4.3.2.2.).

Se han considerado seis niveles: 0.01, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 y 0.3. Se estimó conveniente ampliar el rango de valores, ya que experimentalmente solo se utilizó un rango entre 0.01 y 0.12.

Cuantía geométrica de armadura longitudinal (ρ_l): se han considerado cuatro cuantías de armadura longitudinal, ρ_l : 1%, 2%, 3% y 4%. Se tomó estos datos basados en los que se utilizó en el programa experimental ya que en él los valores eran 1.44% y 1.74% y aquí se quiere llegar a niveles máximos.

Respecto a las normativas de diseño: la instrucción EHE-08 [46] considera una cuantía mínima $\rho_{\text{min}}=0.4\%$, las normativas EC-8 (2004) [58] y la ACI-318 (2011) [2] consideran $\rho_{\text{min}}=1.0\%$; mientras que para la cuantía máxima, ambas establecen $\rho_{\text{max}}=4.0\%$. Es decir, los valores de la cuantía longitudinal asignados en este estudio se encuentran por encima del valor mínimo requerido e igual del valor máximo posible tal y como indican los códigos de diseño.

Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, (r_{mec}/h): como en el programa experimental se ha elegido un recubrimiento relativo de 0.15, para el estudio paramétrico se han considerado cuatro valores: 0.05, 0.1, 0.15 y 0.2.

Resistencia del hormigón, f_c : como en el programa experimental se ha utilizado dos tipos de hormigón: hormigón convencional y hormigón de alta resistencia, se ha decidido evaluar resistencias que estén en el rango de 30, 40, 50, 60, 70, 80 y 90 MPa.

Axil nominal reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): para el estudio se han considerado siete niveles de axil nominales reducidos: 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65. El axil mínimo y máximo se corresponden con los valores frontera de aplicación de las normativas EHE (2008) [46], EC-8 (2004) [58] y ACI-318 (2011) [2] que indican que el axil reducido no debe exceder de 0.65 en el caso de diseñar el soporte con una ductilidad media (DCM) y de 0.55 en el caso de diseñarlo con una ductilidad alta (DCH). Y respecto al axil mínimo sugieren 0.1 en soportes considerados para zonas sísmicas.

Índice de cuantía volumétrica de fibras de acero (RI_v): existe escasa documentación bibliográfica para piezas armadas sometidas a carga monotónica y cíclica (Foster (2001) [66], Campione et al. (2010) [39], Paultre et al. (2010) [126], Hsu y Hsu (1994) [73], entre otros). En base a estos estudios hemos definido el rango de valores utilizados para éste estudio: 10, 30 y 60. También es de señalar que las normativas de construcción no tienen en cuenta el efecto de las fibras metálicas para el diseño sísmico estructural.

El índice de cuantía volumétrica de fibras de acero se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$RI_v = v_f L_f / \phi \quad 7.1$$

donde:

- v_f porcentaje de volumen de fibras,
 L_f longitud equivalente de fibra,

ϕ diámetro de la fibra.

Por otro lado, en las siguientes nueve tablas (Tabla 7.2 a Tabla 7.10) se muestran las distintas series de ensayos numéricos organizado en dos grupos, los primeros cinco grupos corresponden con soportes sin fibras metálicas y son denominados por la letra A y el segundo grupo que corresponde a las siguientes cuatro tablas, corresponden con soportes que cuentan con el aporte de fibras metálicas y son denominados por la letra B.

- **Soportes de hormigón armado sin fibras metálicas**

La tabla Tabla 7.2 que corresponde con el Grupo #1A, se compara el comportamiento de soportes de resistencia de 30, 60 y 90 MPa; con diferentes esbelteces (3, 4, 6, 8 y 10), aplicados a distintos niveles de axil desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65). Los demás parámetros permanecen constantes. En total son 105 ensayos numéricos.

Tabla 7.2 Grupo # 1A.

| fc (MPa) | ρ_l (%) | r/h | $\alpha\omega_\omega$ | RI _v | fy (MPa) | λ | | | | | v |
|----------|--------------|------|-----------------------|-----------------|----------|-----------|---|---|---|----|------------|
| | | | | | | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | |
| 30 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.3 que corresponde con el Grupo #2A, se comparan los soportes de resistencia de 30, 60 y 90 MPa; con distintos niveles de confinamientos efectivos (0.01, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 y 0.3), aplicados a distintos niveles de axil desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65). El resto de parámetros permanecen constantes. En total se han realizado 126 ensayos numéricos.

Tabla 7.3 Grupo # 2A.

| fc (MPa) | ρ_l (%) | r/h | $\alpha\omega_\omega$ | | | | | | RI _v | fy (MPa) | λ | v |
|----------|--------------|------|-----------------------|------|------|------|------|------|-----------------|----------|-----------|------------|
| | | | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | | | | |
| 30 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.4 que corresponde con el Grupo #3A, se comparan los soportes de resistencia de 30, 60 y 90 MPa; con distintas cuantías de armadura longitudinal (1%, 2%, 3% y 4%), aplicados a distintos niveles de axil desde el mínimo hasta el máximo

(0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65). El resto de parámetros permanecen constantes. En total se han generado 84 ensayos numéricos.

Tabla 7.4 Grupo # 3A.

| f_c (MPa) | ρ_l (%) | | | | r/h | αω_ω | RI_v | f_y (MPa) | λ | v |
|--------------------------------|--------------------------|---|---|---|------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|----------|------------|
| 30 | 1 | 2 | 3 | 4 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 1 | 2 | 3 | 4 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 1 | 2 | 3 | 4 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.5 que corresponde con el Grupo #4A, se comparan los soportes de resistencia de 30, 60 y 90 MPa; para distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (0.05, 0.1, 0.15 y 0.2), aplicados a distintos niveles de esfuerzo axial desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65). El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 84 ensayos numéricos.

Tabla 7.5 Grupo # 4A.

| f_c (MPa) | ρ_l (%) | r/h | | | | αω_ω | RI_v | f_y (MPa) | λ | v |
|--------------------------------|--------------------------|------------|------|------|------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|----------|------------|
| 30 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.6 que corresponde con el Grupo #5A, se analiza el efecto de la resistencia a compresión del hormigón (30, 40, 50, 60, 70, 80 y 90 MPa); para distintas esbelteces (3, 6 y 10), aplicados a distintos niveles de esfuerzo axial desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65). El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 147 ensayos numéricos.

Tabla 7.6 Grupo # 5A.

| f_c (MPa) | ρ_l (%) | r/h | αω_ω | RI_v | f_y (MPa) | λ | v |
|--------------------------------|--------------------------|------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|----------|------------|
| 30-90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 3 | 0.1 - 0.65 |
| 30-90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 30-90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 500 | 10 | 0.1 - 0.65 |

• **Soportes de hormigón armado con fibras metálicas**

La Tabla 7.7 que corresponde con el Grupo #1B, se comparan los soportes con resistencia a compresión del hormigón (30, 60 y 90 MPa); para distintas esbelteces a cortante (3, 6 y 10), aplicados distintos niveles de axil desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65) y para diferentes índices de cuantía volumétrica de fibras de 10, 30 y 60. El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 252 ensayos numéricos.

Tabla 7.7 Grupo # 1B.

| f_c (MPa) | ρ_l (%) | r/h | αω_ω | RI_v | | | | f_y (MPa) | λ | | | v |
|--------------------------------|------------------------------|------------|-----------------------|-----------------------|----|----|----|--------------------------------|----------|---|----|------------|
| 30 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.8 que corresponde con el Grupo #2B, se comparan los soportes de resistencia a compresión del hormigón (30, 60 y 90 MPa); con distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (0.05, 0.1, 0.15 y 0.2), aplicados a distintos niveles de esfuerzo axil desde el mínimo hasta el máximo (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.65) y para un índice de cuantía volumétrica de fibras de 30. El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 84 ensayos numéricos.

Tabla 7.8 Grupo # 2B.

| f_c (MPa) | ρ_l (%) | r/h | | | | αω_ω | RI_v | f_y (MPa) | λ | v |
|--------------------------------|------------------------------|------------|------|------|------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|----------|------------|
| 30 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 30 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 30 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.05 | 30 | 500 | 6 | 0.1 - 0.65 |

La Tabla 7.9 que corresponde con el Grupo #3B, se comparan los soportes con resistencia a compresión del hormigón (30, 60 y 90 MPa); para distintos niveles de confinamientos efectivos (0.01, 0.05 y 0.1), y para diferentes índices de cuantías volumétricas de fibras de 0, 10, 30 y 60. El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 36 ensayos numéricos.

La Tabla 7.10 que corresponde con el Grupo #4B, se comparan los soportes con resistencia a compresión del hormigón (30, 60 y 90 MPa); para distintas esbelteces a cortante (3, 6 y 10), y para diferentes índices de cuantías volumétricas de fibras de 0, 10, 30 y 60. El resto de parámetros permanecen constantes. Se han generado 36 ensayos numéricos.

Tabla 7.9 Grupo # 3B.

| f _c (MPa) | ρ _l (%) | r/h | αω _ω | | | RI | | | | f _y (MPa) | λ | ν |
|-------------------------|--------------------|------|-----------------|------|------|----|----|----|----|-------------------------|---|-----|
| | | | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0 | 10 | 30 | 60 | | | |
| 30 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 6 | 0.3 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 6 | 0.3 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.01 | 0.05 | 0.10 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 6 | 0.3 |

Tabla 7.10 Grupo # 4B.

| f _c (MPa) | ρ _l (%) | r/h | αω _ω | RI _v | | | | f _y (MPa) | λ | | | ν |
|-------------------------|-----------------------|------|-----------------|-----------------|----|----|----|-------------------------|---|---|----|-----|
| | | | | 0 | 10 | 30 | 60 | | 3 | 6 | 10 | |
| 30 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.3 |
| 60 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.3 |
| 90 | 2 | 0.05 | 0.05 | 0 | 10 | 30 | 60 | 500 | 3 | 6 | 10 | 0.3 |

7.3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

El análisis de las tendencias se ha realizado en dos grandes grupos: soportes sin fibras metálicas y soportes con fibras metálicas. Todos ellos han sido estudiados en base a las variables importantes que determinan el estudio de la ductilidad en desplazamientos (μ_{Δ}), la rigidez elástica efectiva (EI_e), la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) y la deriva última (δ_u/L).

Respecto al calculo de la ductilidad en desplazamientos (μ_{Δ}), se ha obtenido a partir de la idealización del diagrama envolvente real (Paultre et al (2001) [123], Ho y Pam (2003) [71]) con la deriva última (δ_u/L) correspondiente a la situación de rotura convencional (20% de pérdida de capacidad máxima de resistencia); tal y como se ha especificado en el capítulo cinco de la presente tesis doctoral.

7.3.1. Soportes sin fibras metálicas

7.3.1.1. Rigidez elástica efectiva relativa

7.3.1.1.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.3, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$, donde $E_c I_c$ es la rigidez de la sección bruta de hormigón) respecto a la esbeltez a cortante (λ_v), para distintos niveles de axil reducido ($\nu=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

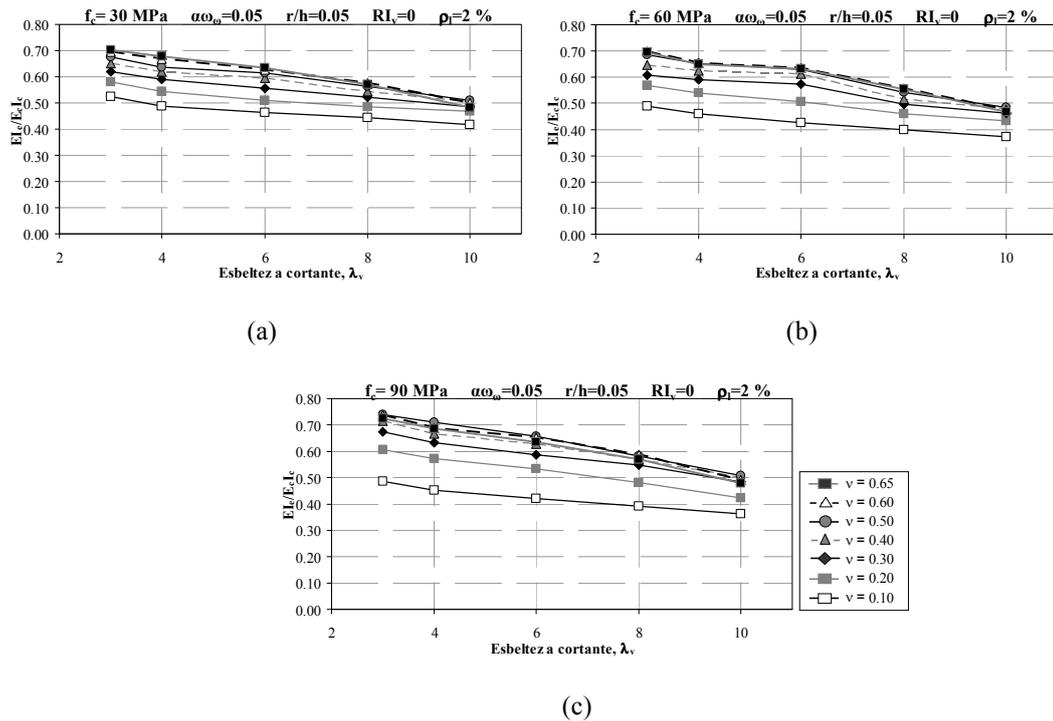


Figura 7.3 Influencia de la esbeltez a cortante en la rigidez elástica efectiva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.3, se observa que la rigidez elástica efectiva aumenta para soportes menos esbeltos y para niveles altos de axil reducido. Se puede observar en cada grupo, que el comportamiento es cuasi-lineal decreciente a medida aumenta la esbeltez; para el rango de nivel de axil reducido altos de 0.3 a 0.65; las rigideces tienden a tener poca diferencia entre ellas respecto a las tendencias con niveles de axiles menores de 0.1 y 0.3. Es decir, a medida que se comprime un soporte, más rígido es y a mayor esbeltez mayores son los efectos de 2° orden y en consecuencia menor es la rigidez (mayor momento flector total).

Por otro lado, en la Figura 7.4 se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$) respecto al nivel de axil reducido (ν), para resistencias del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se observa que la rigidez elástica efectiva muestra una tendencia a aumentar para niveles altos de axil reducido, y aumenta también para soportes con una mayor resistencia del hormigón.

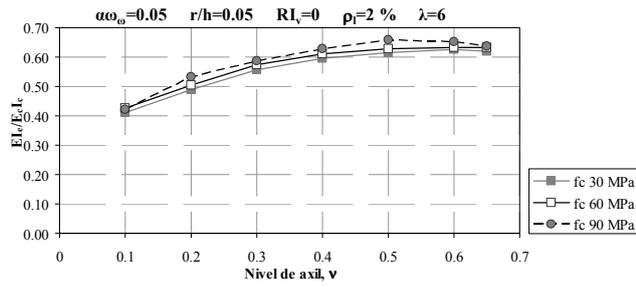


Figura 7.4 Influencia del nivel de axil reducido en la rigidez elástica efectiva para distintas resistencias del hormigón.

Efecto de la resistencia a compresión del hormigón y la esbeltez a cortante

En la Figura 7.5, se muestra la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$) respecto a la resistencia del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa; para grupos de niveles de axil reducido de 0.1, 0.3 y 0.6 respectivamente.

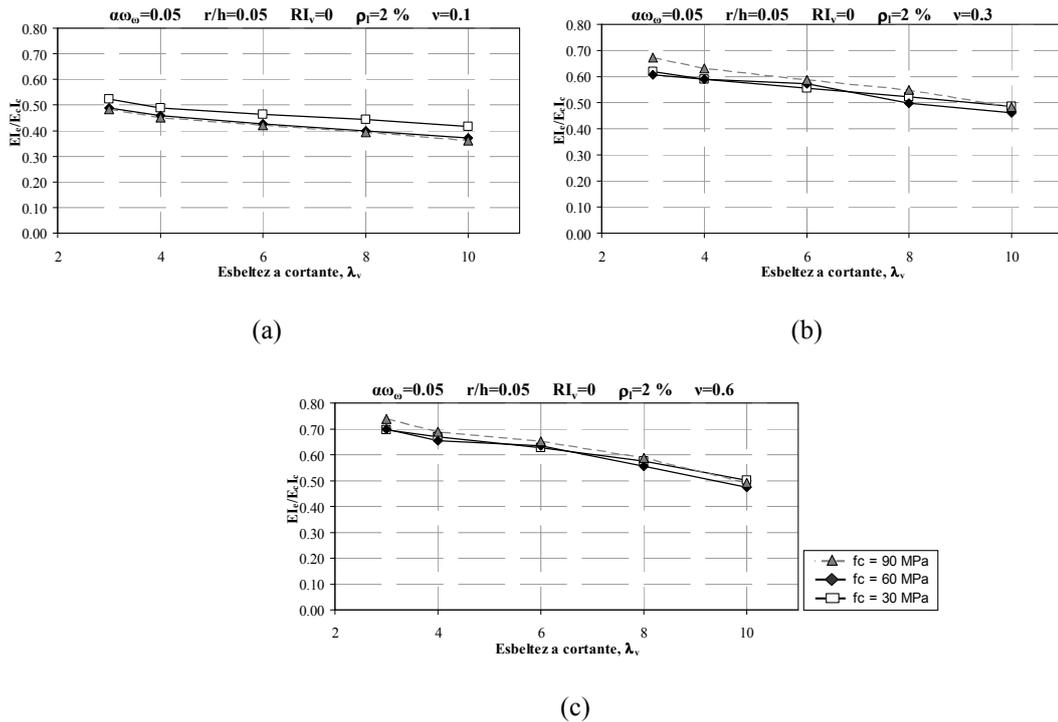


Figura 7.5 Influencia de la resistencia a compresión del hormigón y la esbeltez a cortante en la Rigidez elástica efectiva para distintos niveles de axil reducido: a) Axil reducido de 0.1, b) Axil reducido de 0.3 y c) Axil reducido de 0.6.

Al comparar los grupos, se observa que la rigidez elástica efectiva relativa aumenta para soportes menos esbeltos; sin embargo al comparar la rigidez elástica efectiva

relativa para un grupo, no hay una diferencia significativa respecto a la resistencia del hormigón.

7.3.1.1.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.6 se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa (EI_e/E_cI_c) respecto al confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_{\alpha}$) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

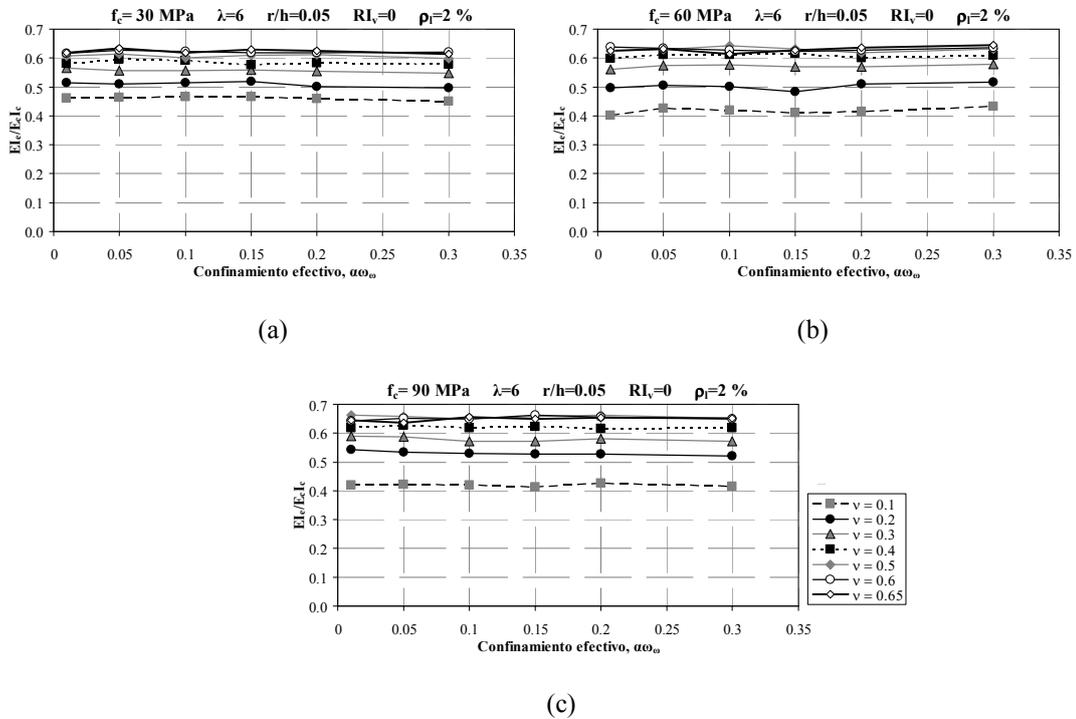


Figura 7.6 Influencia del confinamiento efectivo en la Rigidez elástica efectiva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.6, se observa que la rigidez elástica efectiva relativa no depende del confinamiento efectivo para un nivel de axil reducido determinado, esta propiedad se ha constatado para todo tipo de resistencia de hormigón. Este efecto es debido a que el nivel de confinamiento efectivo no modifica la rigidez elástica inicial del elemento.

7.3.1.1.c Cuantía de armadura longitudinal

En la Figura 7.7, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa (EI_e/E_cI_c) respecto a la cuantía de armadura longitudinal (ρ_l) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

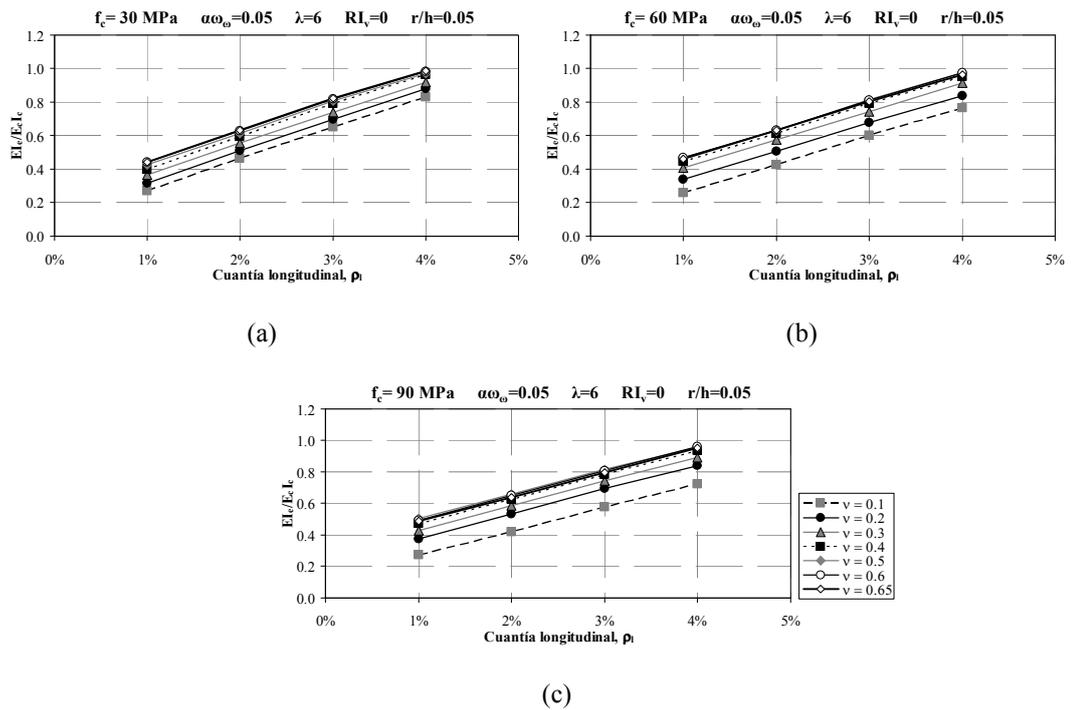


Figura 7.7 Influencia de la armadura longitudinal en la rigidez elástica efectiva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.7, se observa que la rigidez elástica efectiva aumenta con el nivel de axil reducido y con la cuantía de armadura longitudinal. Esto último se debe a que el armado longitudinal aporta a la resistencia a flexión y a compresión del soporte, es decir, cuanto mayor sea la cuantía de armadura longitudinal, mayor será la capacidad de flexión del soporte.

7.3.1.1.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.8, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva (EI_e/E_cI_c) respecto a la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) para

distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

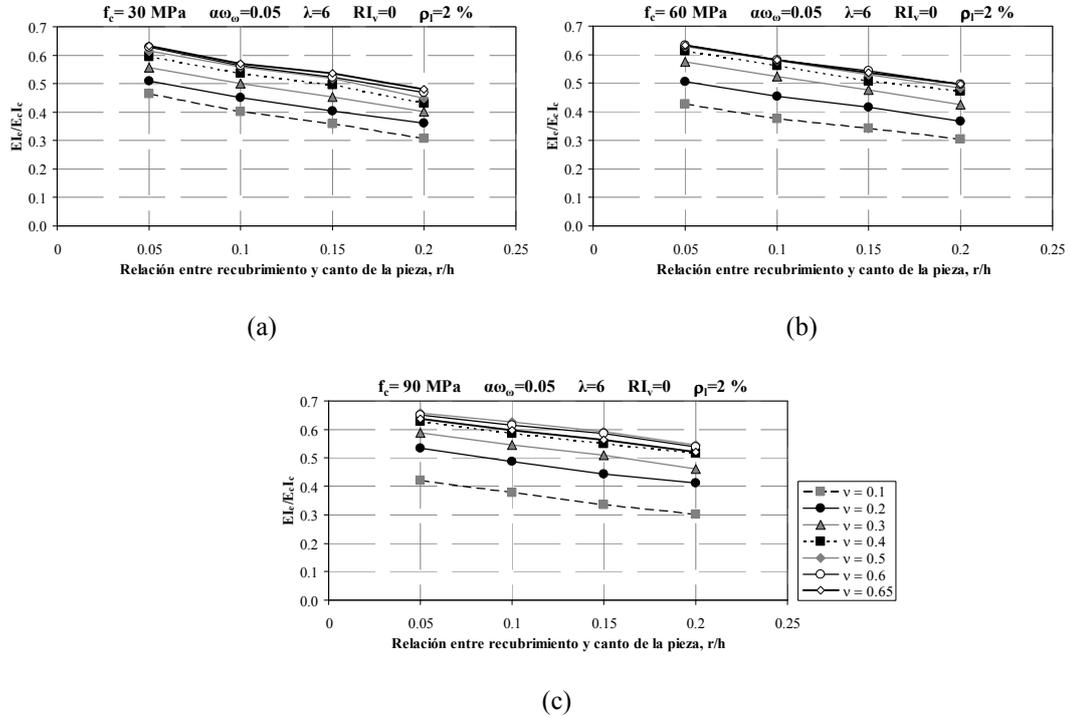


Figura 7.8 Influencia de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza en la rigidez elástica efectiva relativa para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.8, se observa que la rigidez elástica efectiva relativa tiende a ser mayor para cuando el recubrimiento mecánico es mínimo, es decir, que éste parámetro influye en la rigidez, ya que al tener un menor recubrimiento mecánico, el núcleo confinado es mayor dando como resultado un soporte más rígido. Por otro, lado el nivel de axil reducido, influye en la rigidez elástica efectiva relativa, ya que a medida que éste aumenta, los soportes se vuelven más rígidos.

7.3.1.1.e Resistencia del hormigón

En la Figura 7.9, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$) respecto a la resistencia a compresión del hormigón para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes cuya esbeltez a cortante es de 3, 6 y 10 respectivamente.

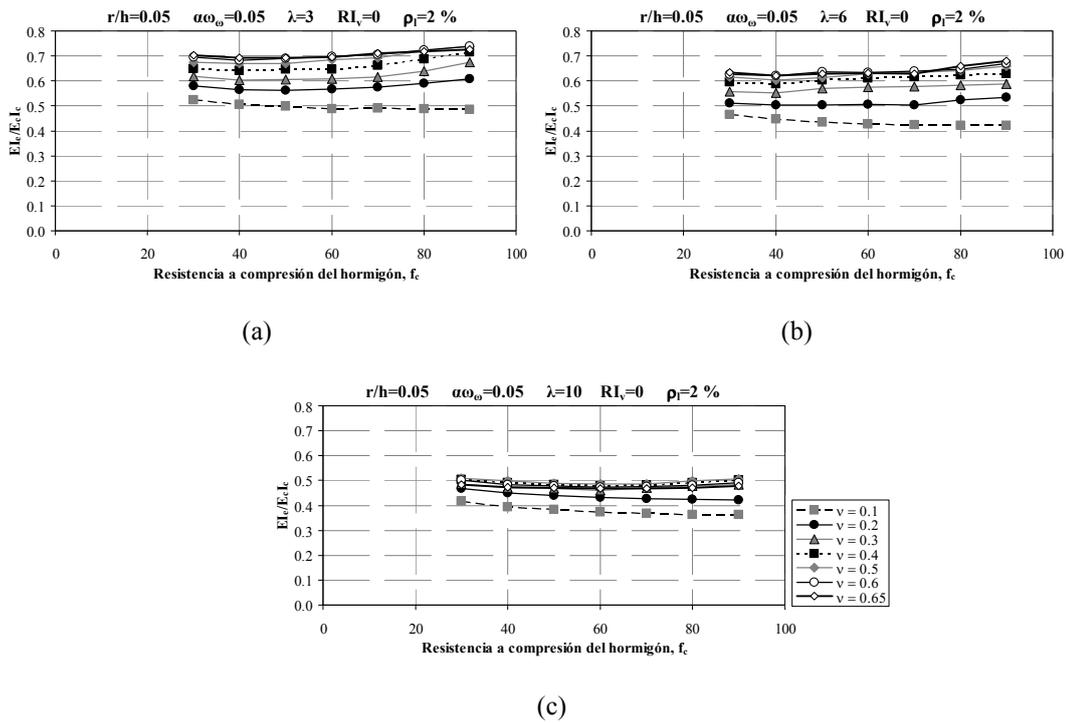


Figura 7.9 Influencia de la resistencia a compresión del hormigón (f_c) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

En la Figura 7.9, se observa que la rigidez elástica efectiva relativa tiende a disminuir a medida que el soporte es más esbelto, y al aplicar el menor nivel de axil reducido.

Por otro lado la resistencia a compresión del hormigón influye poco en la rigidez efectiva del soporte, mostrando diferencias más significativas para hormigones de alta resistencia que para hormigones de resistencia normal.

7.3.1.2. Deriva elástica efectiva

7.3.1.2.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.10 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto a la esbeltez a cortante (λ_v), para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

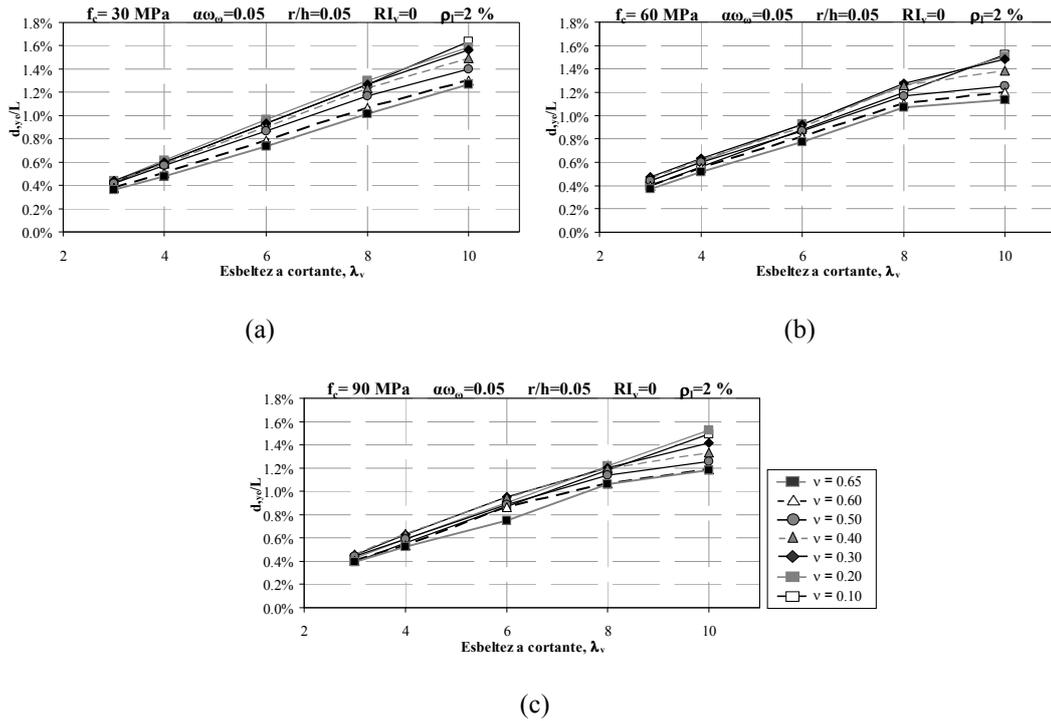


Figura 7.10 Influencia del nivel de carga axial en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta esbeltez de cortante (λ_v): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.10 se observa que la deriva elástica efectiva aumenta con soportes de menor resistencia del hormigón y bajos niveles de axil reducido. Respecto a la esbeltez del soporte, a medida que éste aumenta, la deriva elástica efectiva muestra un valor creciente. Este resultado es esperable, puesto que a mayor esbeltez, mayor es la luz y en consecuencia los desplazamientos se incrementan, siendo esta la relación lineal puesto que $\theta_y = d_{y,e}/L_s = M_y \cdot L_s / (3 \cdot EI)$, luego θ_y es proporcional a λ_v . Por otra parte, a mayor resistencia y nivel de axil, la rigidez se incrementa y en consecuencia es menor la deriva elástica efectiva.

Por otra parte, en la Figura 7.11 (a), se puede observar que en soportes con hormigón de 30 MPa, tiende a reducir su capacidad resistente para valores mínimos y máximos de nivel de axil reducido; pero ésta capacidad aumenta para valores medios. Si observamos la capacidad de deformación, tiende a ser mucho mayor para nivel mínimo de axil reducido. Este efecto lo ha observado Caballero-Morrison (2012) [36], en donde para soportes con niveles bajos de axil reducido la sección es dúctil, en este caso los efectos de 2º orden no son significativos y para niveles altos de axil reducido, los efectos de 2º orden son importantes y la sección no es lo suficientemente dúctil.

En la Figura 7.11 (b), se hace la misma comparación con los mismos parámetros, la única variante es que son soportes de 90 MPa. En el diagrama se puede observar un comportamiento parecido al de 30 MPa, para el nivel medio de axil reducido, se logra

obtener una mayor capacidad resistente y para el nivel mínimo de axil reducido, una mayor capacidad de deformación.

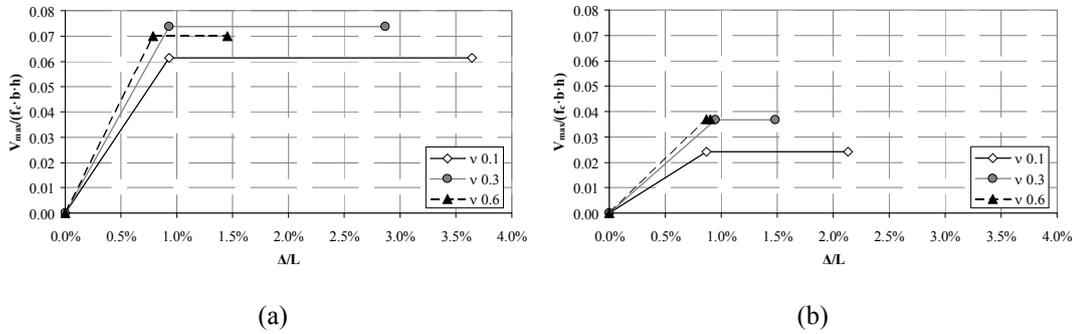


Figura 7.11 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de (a) 30 MPa , (b) 90 MPa que corresponde para tres niveles de axil nominal reducido.

7.3.1.2.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.12 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto al confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_0$) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva elástica efectiva tiende a aumentar para todos los soportes con distintos confinamientos efectivos para un nivel de axil reducido y se observa este aumento más pronunciado para los niveles bajos de confinamiento efectivo. Por otro lado la deriva elástica efectiva tiende a aumentar para niveles bajos de axil reducido. Un comportamiento similar se da para el estudio de la rigidez elástica efectiva, y se debe al punto de límite elástico ya que el confinamiento elástico efectivo no influye.

Por otro lado, en la Figura 7.13 (a), se puede observar que en soportes con hormigón de 30 MPa, el confinamiento efectivo influye para la capacidad máxima resistente relativa, en la deriva elástica efectiva y en la deriva última, sin embargo no lo se observa para la rigidez elástica efectiva relativa. Es decir, para niveles altos de confinamiento efectivo, se muestran mayores las variables mencionadas anteriormente, sin embargo para un nivel medio de confinamiento efectivo, el comportamiento es muy próximo al nivel máximo, registrando una mayor diferencia con respecto al confinamiento efectivo mínimo.

En la Figura 7.13 (b), se hace la misma comparación con los mismos parámetros, la única variante es que son soportes de 90 MPa. En el diagrama se puede observar un

comportamiento distinto al grupo de soportes con hormigón de 30 MPa, ya que la rigidez elástica efectiva relativa, la capacidad resistente relativa y la deriva elástica efectiva son iguales, mostrando una diferencia en la deriva última. Es decir, al aumentar el nivel de confinamiento efectivo, mayor es la deriva última.

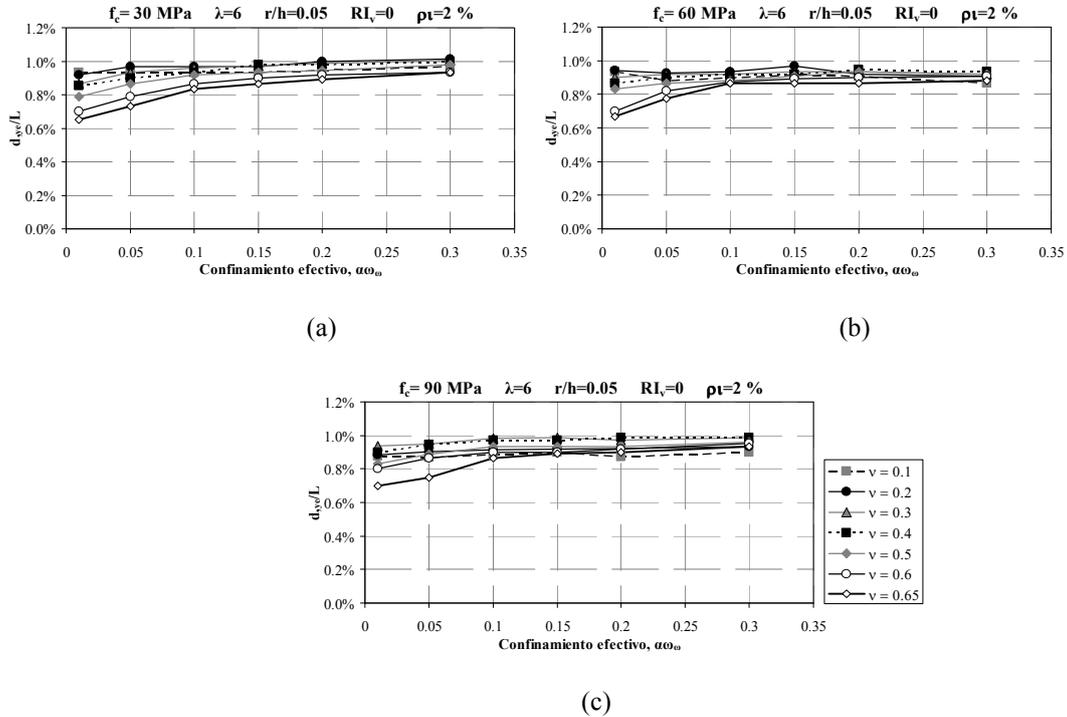


Figura 7.12 Influencia del nivel de carga axial en la deriva elástica efectiva en soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal($\alpha\omega_{\omega}$): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

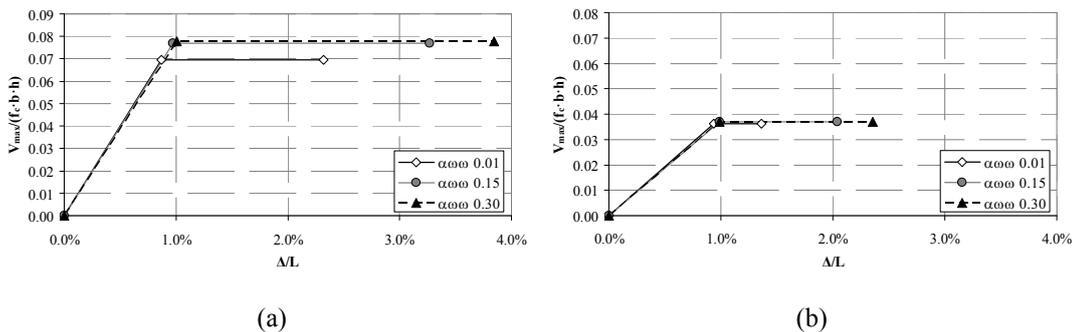


Figura 7.13 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de (a) 30 MPa , (b) 90 MPa que corresponde para tres niveles de confinamiento efectivo.

7.3.1.2.c Cuantía de armadura longitudinal

En la Figura 7.14 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto a la cuantía de la armadura longitudinal (ρ_l) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

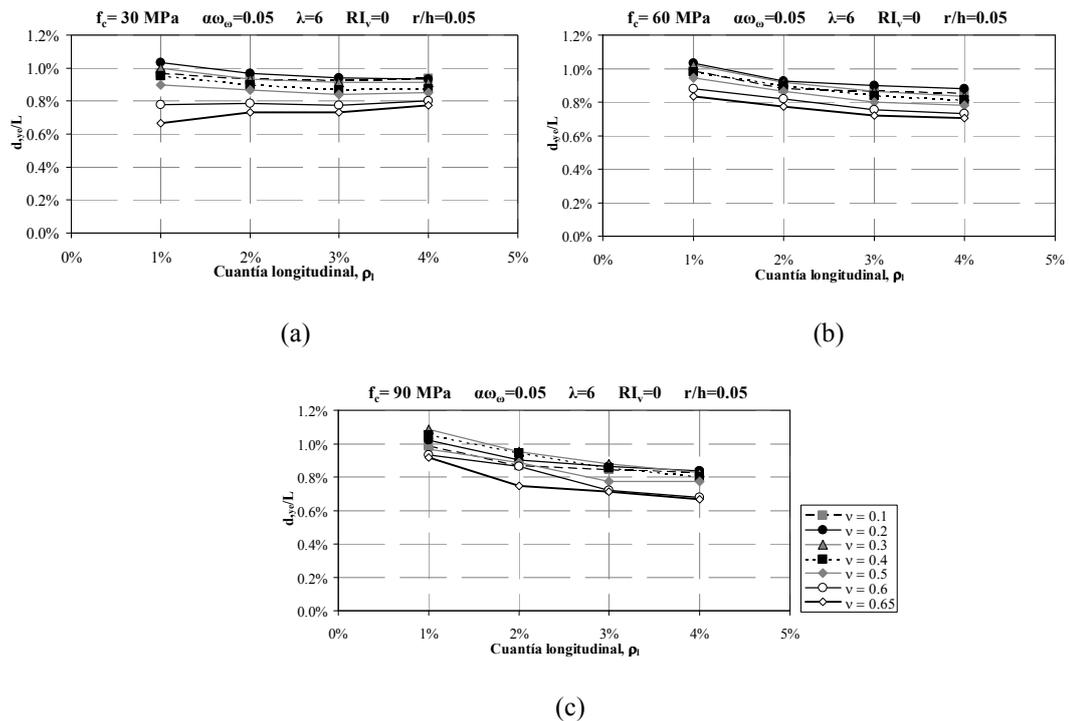


Figura 7.14 Influencia del nivel de carga axil en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta cuantía de armadura longitudinal (ρ_l): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.14 se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva elástica efectiva tiende a aumentar conforme se aumenta la cuantía de armadura longitudinal y conforme se aumenta el nivel de axil reducido. Las tendencias de los soportes son similares a las tendencias obtenidas en la rigidez elástica efectiva, ya que el aporte de la armadura longitudinal influye desde el inicio en el comportamiento a flexo compresión de los soportes.

Por otro lado, en la Figura 7.15 (a) y (b), se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa y de 90 MPa respectivamente, para distintos niveles de cuantía de armadura longitudinal para un nivel de axil reducido de 0.3; se puede observar como

a medida que aumenta la cuantía de armadura longitudinal, tanto la rigidez, como la capacidad resistente relativa y de deformación relativa tienden a incrementarse para ambos grupos. Cabe mencionar, que se observa una mayor capacidad resistente para hormigones de resistencia normal, comparado con hormigones de alta resistencia, sin embargo se observa en la deriva elástica efectiva, valores muy cercanos al 1% en ambos grupos y una sustancial diferencia en cuanto a la deriva última, siendo mayor para los hormigones de resistencia normal.

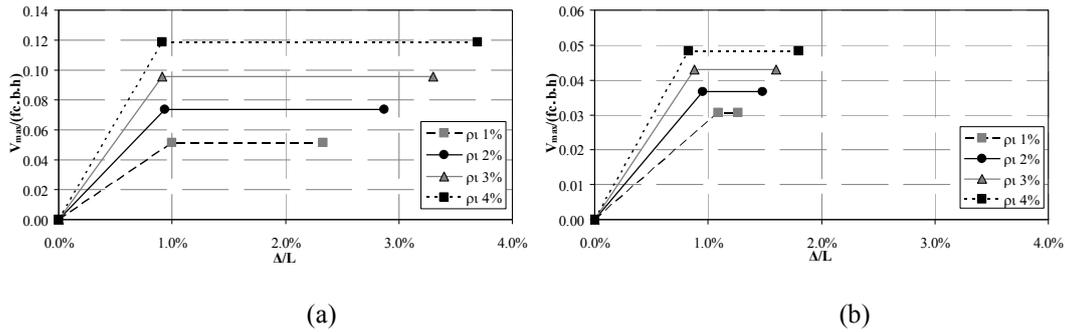


Figura 7.15 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para distintos niveles de cuantía longitudinal (a) Hormigón de 30 MPa y (b) Hormigón de 60 MPa.

7.3.1.2.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.16 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto a la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, el deriva elástico efectivo disminuye a medida que aumenta la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, y conforme aumenta el nivel de axil reducido. Es de esperar que al aumentar la relación r/h , el deriva elástico efectivo disminuya, ya que influye en el núcleo confinado y en la disminución de la rigidez ($E_s I_s$) aportada por la armadura longitudinal, mientras menor es la sección de núcleo confinado menor será su capacidad de deformación.

Por otra parte, en la Figura 7.17 se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa y de 90 MPa respectivamente, para una un nivel de axil reducido de 0.3 y distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza. Se puede observar que a medida que la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza es menor, tanto su capacidad resistente relativa como de deformación relativa es mayor; y superando este comportamiento con una marcada diferencia para soportes de resistencia normal.

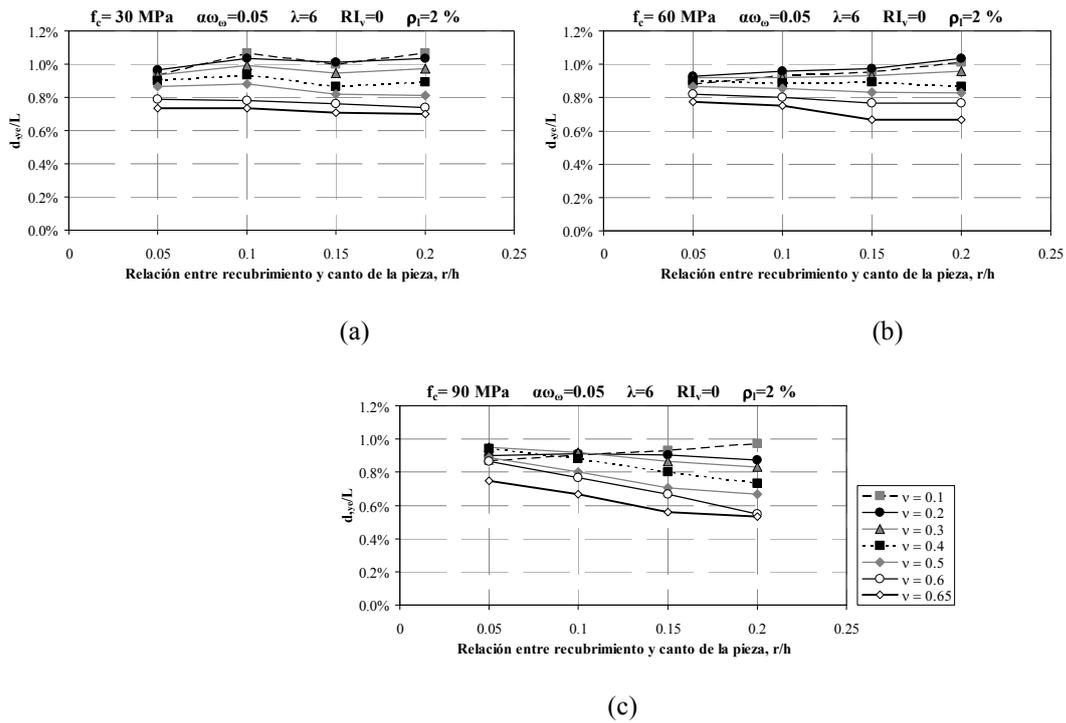


Figura 7.16 Influencia del nivel de carga axial en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

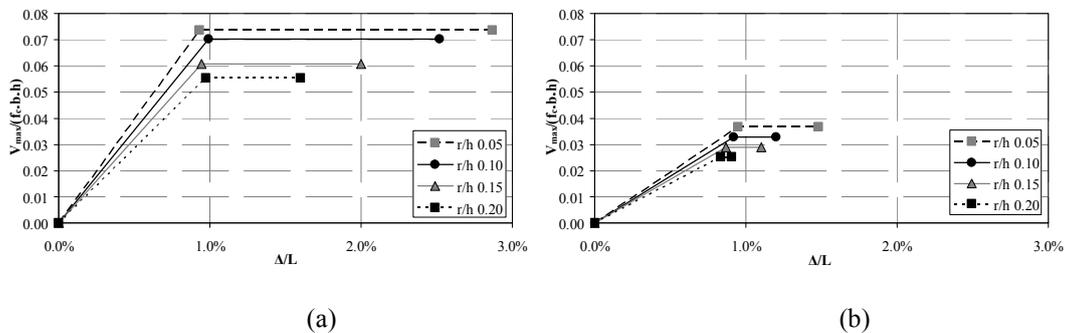


Figura 7.17 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (a) Hormigón de 30 MPa y (b) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.2.e Resistencia del hormigón

En la Figura 7.18 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto a la resistencia a compresión del hormigón (f_c) para distintos niveles de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes con esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 respectivamente.

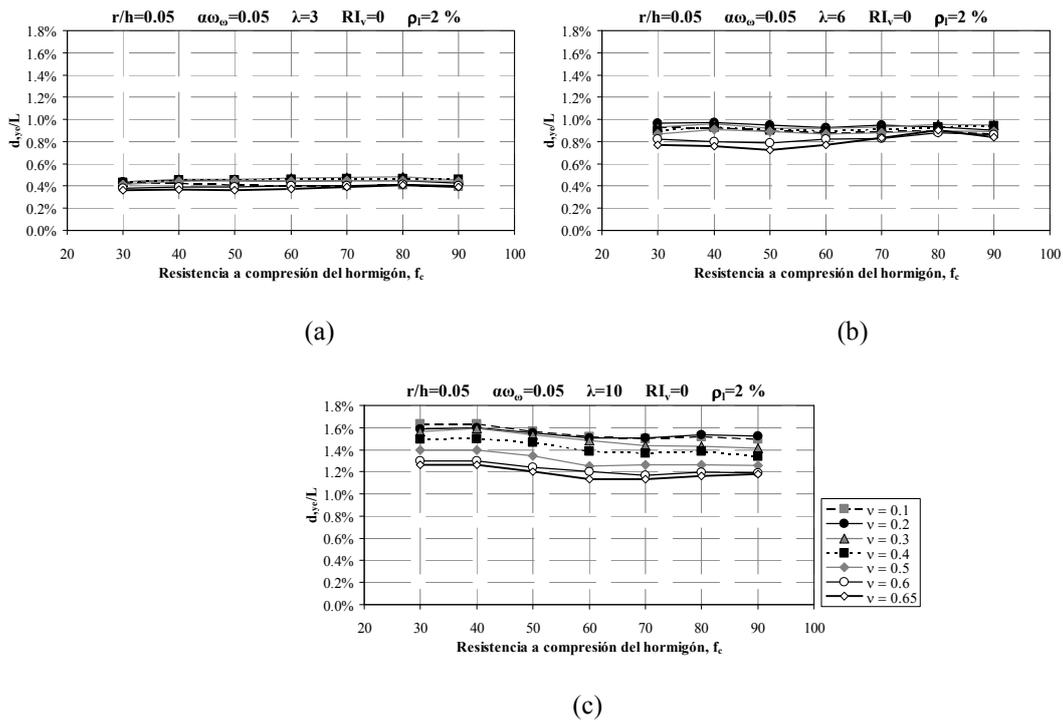


Figura 7.18 Influencia del nivel de carga axial en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón (f_c): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

En la Figura 7.18 se muestra que para los tres grupos de soportes, el deriva elástico efectivo aumenta para soportes más esbeltos. Por otro lado, es de esperarse éste comportamiento, y que a medida que el soporte es menos esbelto, es más rígido y por lo tanto el deriva elástico efectivo es menor comparado con soportes de mayor esbeltez. De igual forma se registra que la resistencia a compresión del hormigón no ejerce una marcada influencia para un mismo nivel de axial reducido.

Por otro lado, en la Figura 7.19 se comparan soportes para distintas resistencias a compresión del hormigón para distintas esbelteces (3,6 y 10); se puede observar que la rigidez, la capacidad resistente relativa y de deformación relativa tienden a disminuir conforme se aumenta la resistencia del hormigón y conforme de aumenta la esbeltez de la pieza.

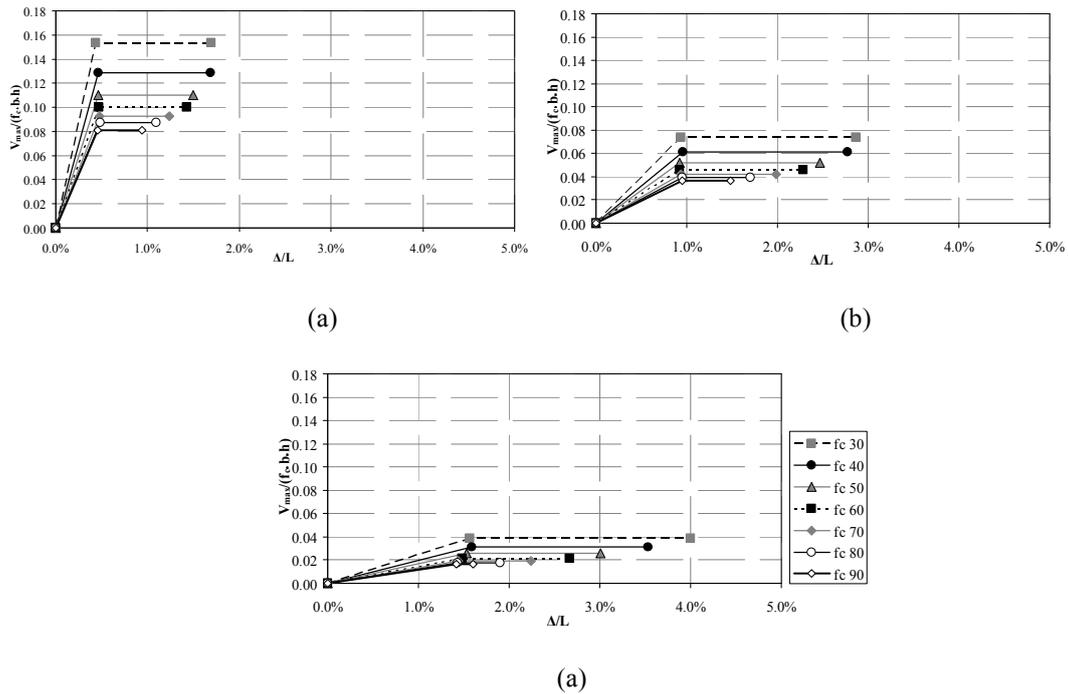


Figura 7.19 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para distintas resistencias a compresión del hormigón a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.1.3. Deriva última

7.3.1.3.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.20 se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto a la esbeltez a cortante (λ_v), para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

En la Figura 7.20 se observa que para soportes con un nivel de axil alto, la deriva última se incrementa sensiblemente con la esbeltez; sin embargo, para niveles de axil bajo se incrementa notablemente con la esbeltez. Además puede observarse que Δ_u/L se reduce con la resistencia.

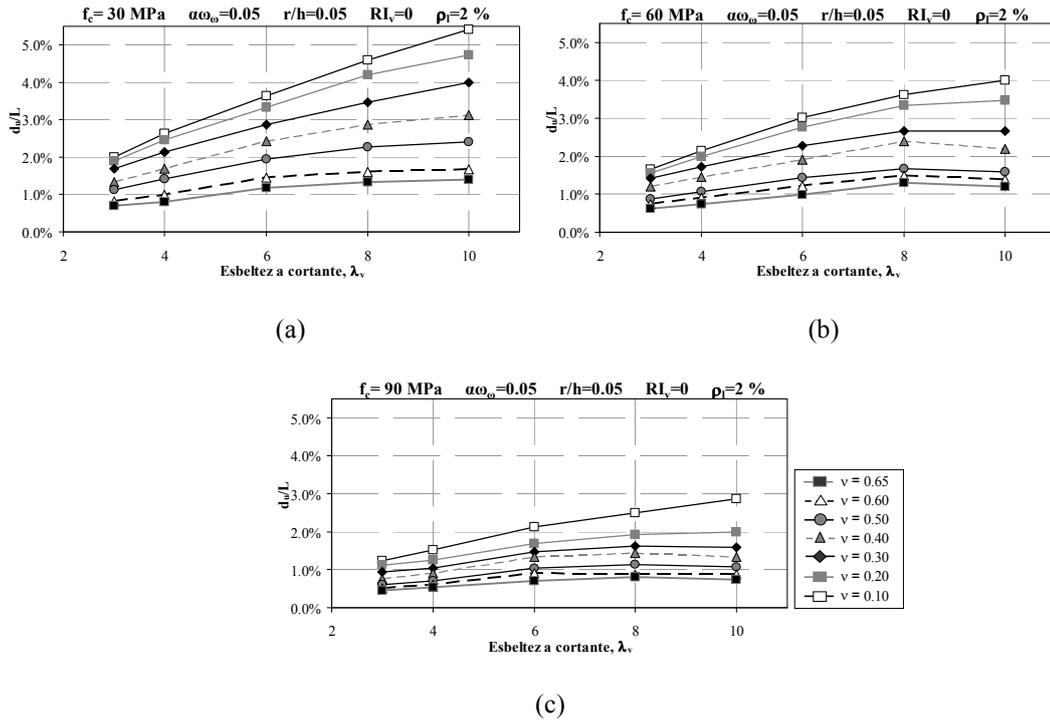


Figura 7.20 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.3.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.21 se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto al confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_w$) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

En la Figura 7.21 se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva última aumenta con el confinamiento efectivo para distintos niveles de axil reducido, es decir; que el aporte que realiza la armadura transversal se da cuando el soporte supera la carga de plastificación, en el comportamiento post-pico.

Por otro lado, el nivel de axil reducido influye en el deriva último, ya que a medida que éste aumenta, el soporte se desplaza menos.

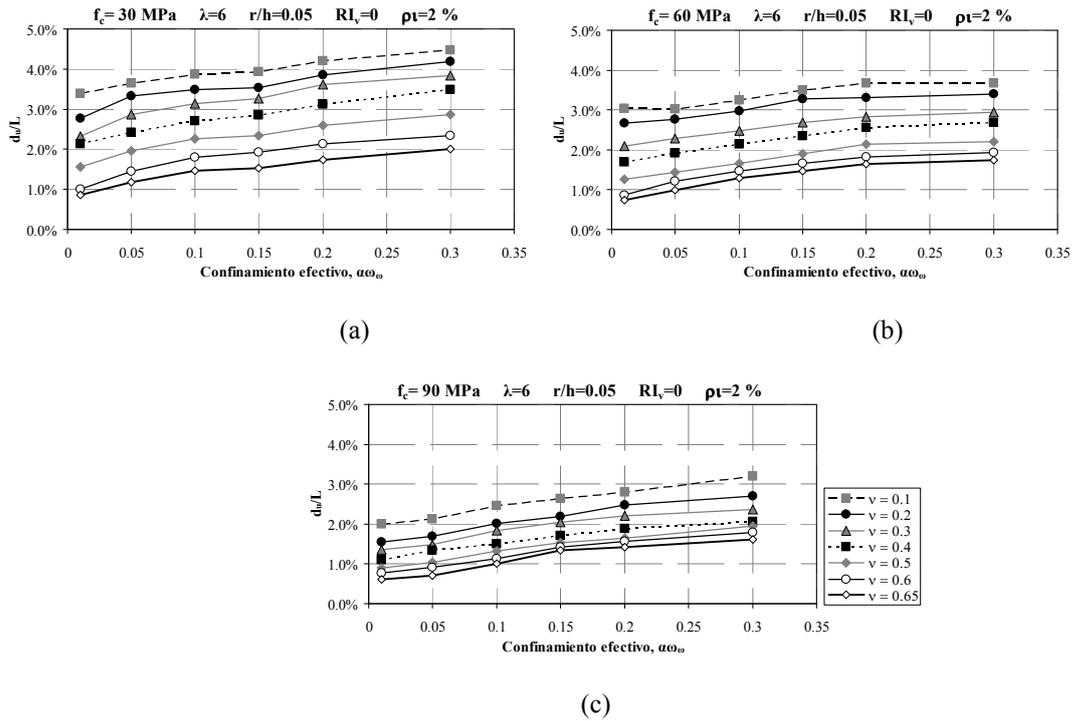


Figura 7.21 Influencia del confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_s$) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.3.c Cuantía de armadura longitudinal

En la Figura 7.22 se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto a la cuantía de la armadura longitudinal (ρ_l) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, el deriva último disminuye a medida que se aumenta la resistencia del hormigón y el nivel de axil reducido; además se observa ésta tendencia al disminuir la cuantía de armadura longitudinal.

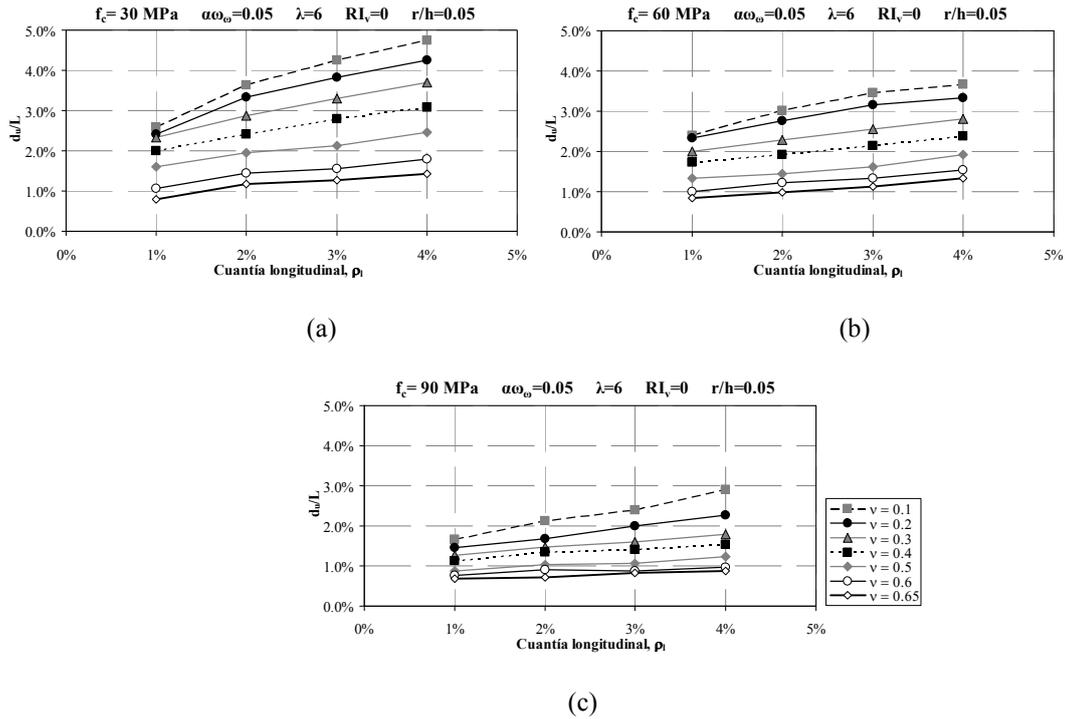


Figura 7.22 Influencia de la armadura longitudinal (ρ_l) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.3.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.23 se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto a la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva última disminuye a medida que aumenta la resistencia a compresión del hormigón y nivel de axil reducido, además se observa esta tendencia al aumentar la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, puesto que a mayor r/h menor es la rigidez aportada por el acero, menor es el núcleo comprimido de hormigón siendo mayor el área no confinada de hormigón y susceptible de producir una disminución de la capacidad resistente del soporte al salto del recubrimiento, sobre todo conforme se incrementa la resistencia del hormigón.

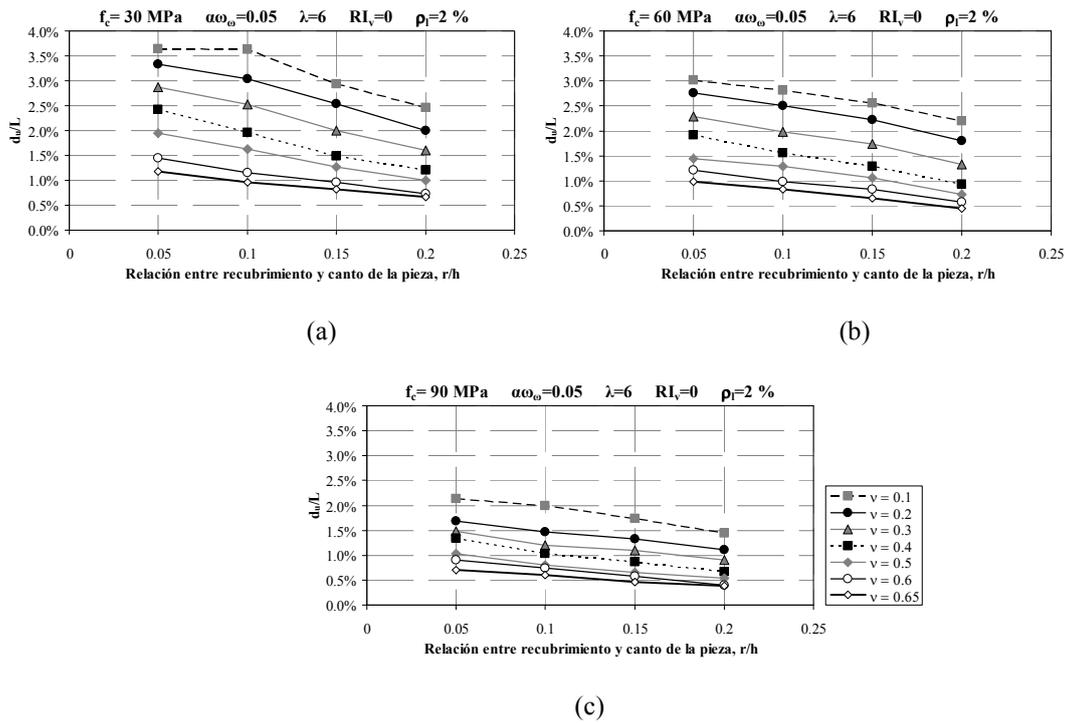


Figura 7.23 Influencia de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.3.e Resistencia del hormigón

En la Figura 7.24 se muestra la comparación de la deriva última (δ_u/L) respecto a la resistencia a compresión del hormigón (f_c) para distintos niveles de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes con esbeltez a cortante de 3,6 y 10 respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, el deriva último es mayor a medida se aumenta la esbeltez a cortante de la pieza, y también para una menor resistencia a compresión del hormigón. Como es sabido, conforme se incrementa la resistencia, el comportamiento del hormigón post-pico es más frágil y en consecuencia la rama post-pico; a nivel del elemento también se reduce conforme crece la resistencia del hormigón.

Por otro lado, el nivel de axil reducido influye de gran manera, es decir, a medida que éste parámetro aumenta, el deriva último tiene a disminuir, y esto ocurre para niveles de esbelteces, mínimos, medios y altos.

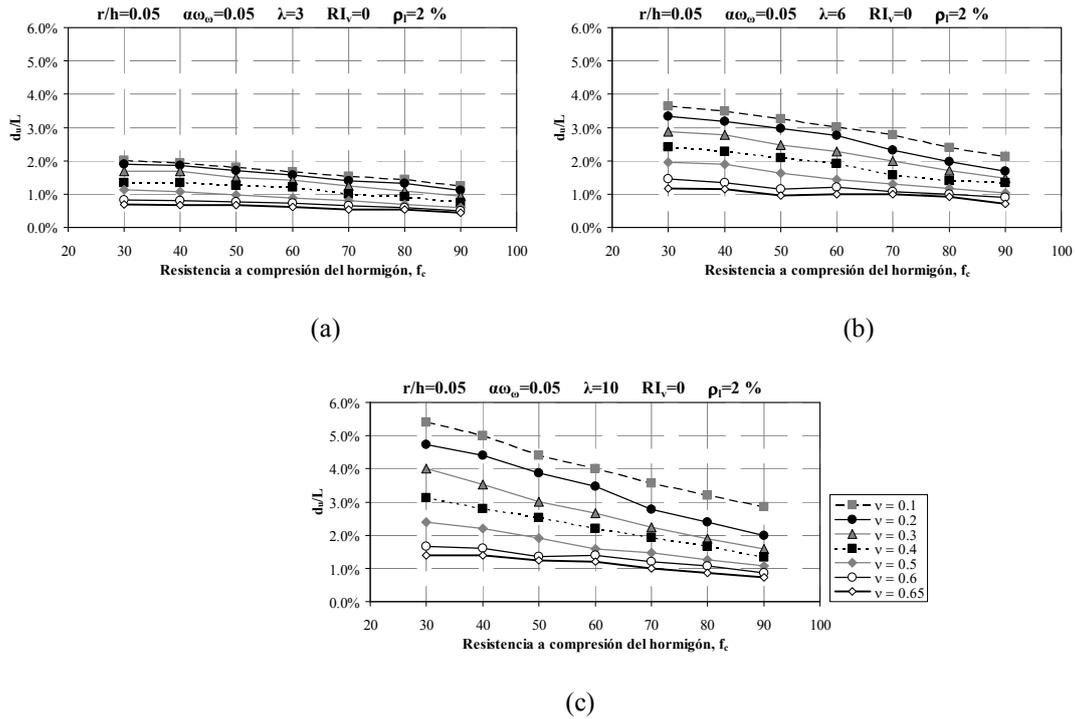


Figura 7.24 Influencia de la resistencia a compresión del hormigón (f_c) en la deriva última para distintos niveles de axil reducido: a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.1.4. Ductilidad en desplazamiento

7.3.1.4.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.25 se muestra la comparación de la ductilidad de deriva (μ_Δ) respecto a la esbeltez a cortante (λ_v), para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra para los tres grupos de soportes, como la ductilidad en derivas disminuye conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y la esbeltez a cortante. Por otro lado, todos los soportes muestran una tendencia decreciente cuando se incrementa el nivel de axil reducido.

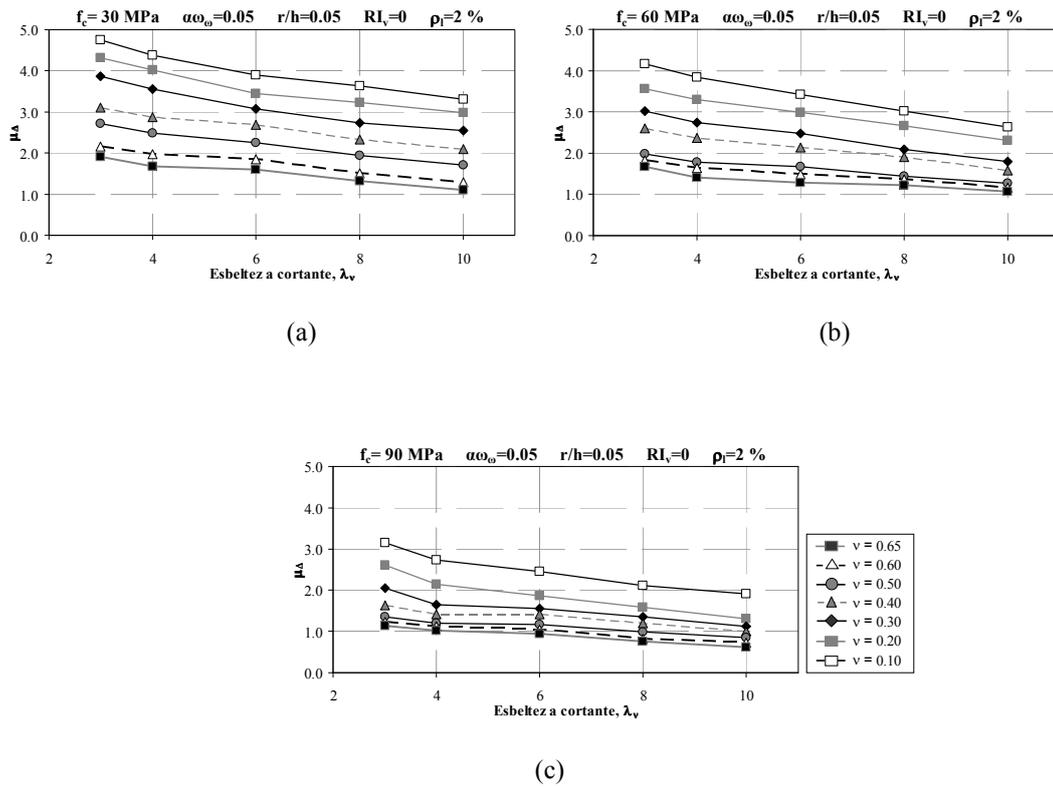


Figura 7.25 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) en la ductilidad de derivas para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.4.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.26 se muestra la comparación de la ductilidad en derivas (μ_{Δ}) respecto al confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_0$) para distintos niveles de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en derivas disminuye conforme aumenta la resistencia del hormigón y el nivel de axil reducido; y cuando se disminuye la cuantía de armadura transversal.

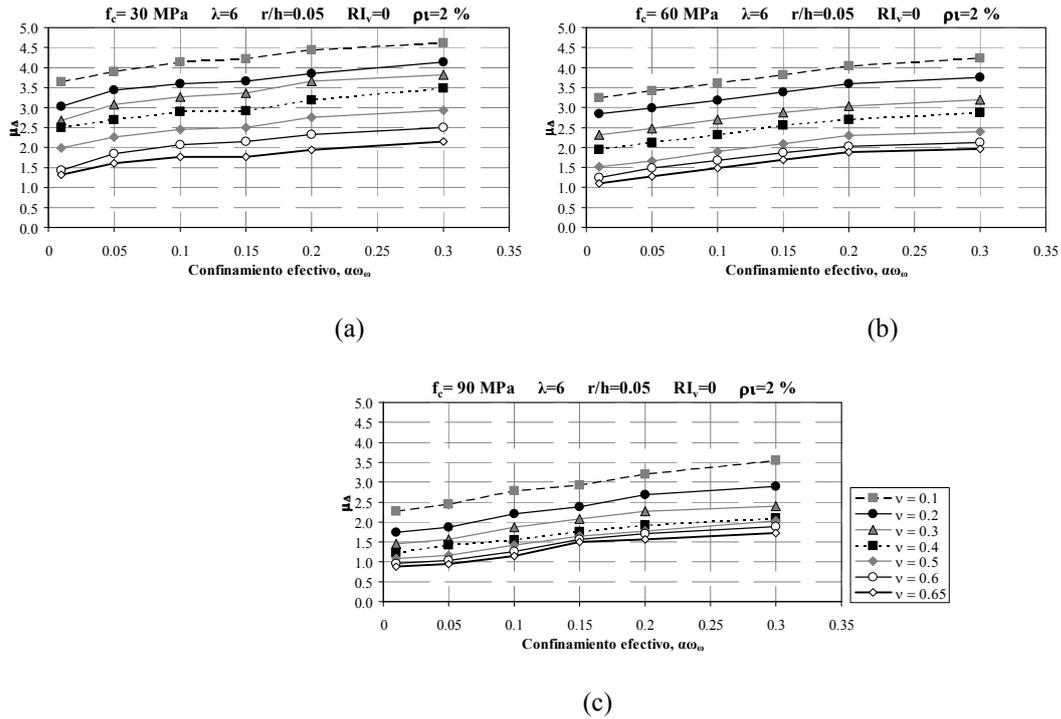


Figura 7.26 Influencia del confinamiento efectivo en la ductilidad de deriva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.4.c Cuantía de armadura longitudinal

En la Figura 7.27 se muestra la comparación de la ductilidad en derivas (μ_d) respecto a la cuantía de la armadura longitudinal (ρ_l) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes la ductilidad en desplazamiento disminuye conforme aumenta la resistencia del hormigón, el nivel de axil reducido. Por otro lado, la influencia de la cuantía longitudinal muestra tendencias cuasi lineal para todos los soportes, es decir, a medida que se aumenta la cuantía de armadura longitudinal, la ductilidad en desplazamiento es mayor.

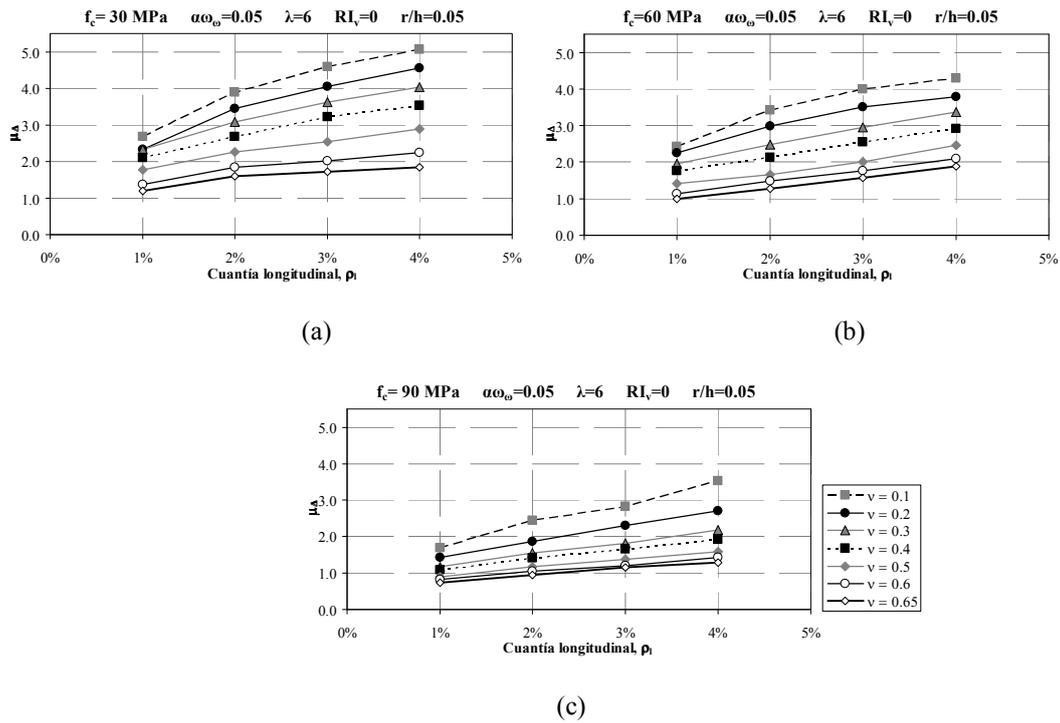


Figura 7.27 Influencia de la armadura longitudinal (ρ_l) en la ductilidad de deriva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.4.d Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.28 se muestra la comparación de la ductilidad en deriva (μ_Δ) respecto a la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) para distintos niveles de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en desplazamiento disminuye conforme se aumenta la resistencia del hormigón y el nivel de axil reducido. Respecto a la influencia de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, se observa que la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir a medida que aumenta el recubrimiento mecánico de la pieza.

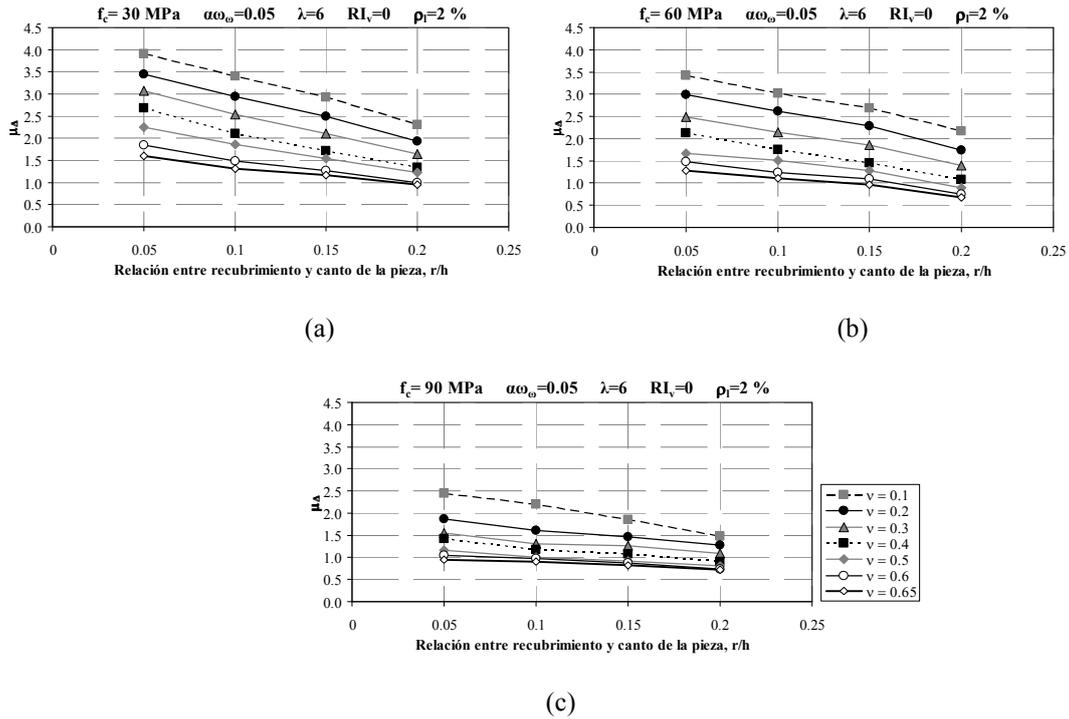


Figura 7.28 Influencia de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h) en la ductilidad de deriva para distintos niveles de axil reducido: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.1.4.e Resistencia del hormigón

En la Figura 7.29 se muestra la comparación de la ductilidad en derivas (μ_{Δ}) respecto a la resistencia a compresión del hormigón (f_c) para distintos niveles de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes con una esbeltez a cortante de 3,6 y 10 respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en desplazamiento disminuye conforme aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando aumenta el nivel de axil reducido. Por otro lado, se ha observado que la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir conforme se aumenta la resistencia del hormigón.

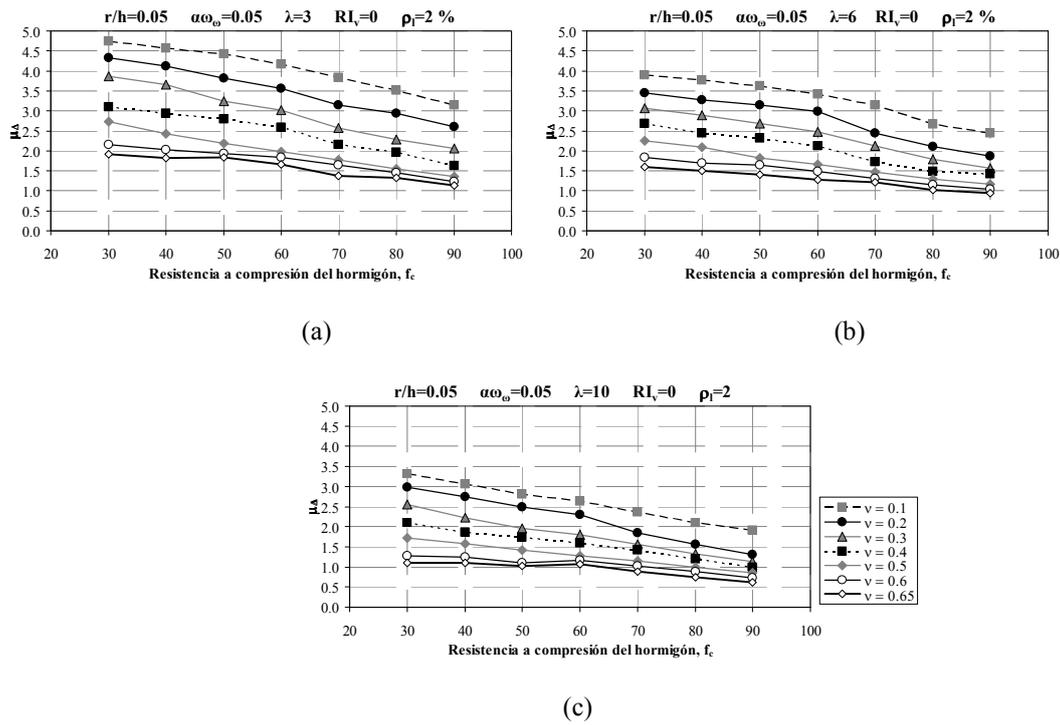


Figura 7.29 Influencia de la resistencia a compresión del hormigón (f_c) en la ductilidad de deriva para distintos niveles de axil reducido: a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2. Soportes con fibras metálicas

7.3.2.1. Rigidez elástica efectiva relativa

7.3.2.1.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.30, Figura 7.31, y Figura 7.32, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa (EI_e/E_cI_c) respecto al índice volumétrico de fibras metálicas (RI_v) para resistencias a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Cada figura representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 modificándose el nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$).

En la Figura 7.30, Figura 7.31, y Figura 7.32, se muestra para cada grupo de soportes, la rigidez elástica efectiva relativa tiende a disminuir al aumentar la esbeltez del soporte, por otro lado tiende a ser cuasi constante para el índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas distintas para un mismo nivel de axil reducido. Es decir, que el aporte de las fibras metálicas no influyen en la rigidez. También, al observar todas las figuras, el factor de rigidez es casi parecido para resistencias de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa.

- Resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa:

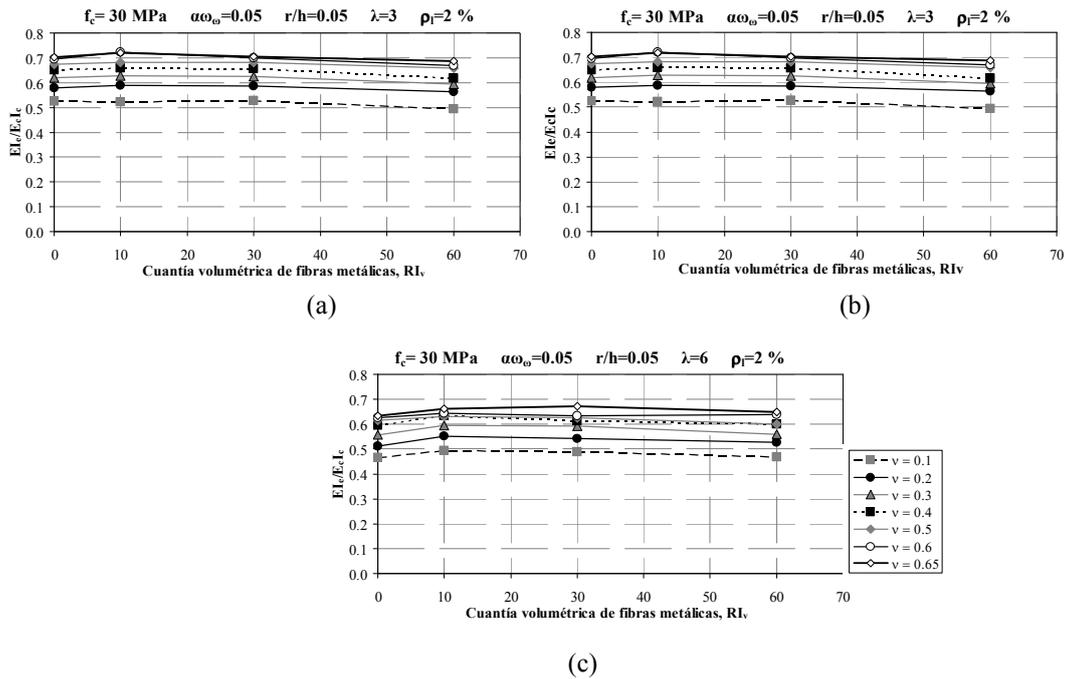


Figura 7.30 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la rigidez elástica efectiva relativa en soportes de 30 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 60 MPa:

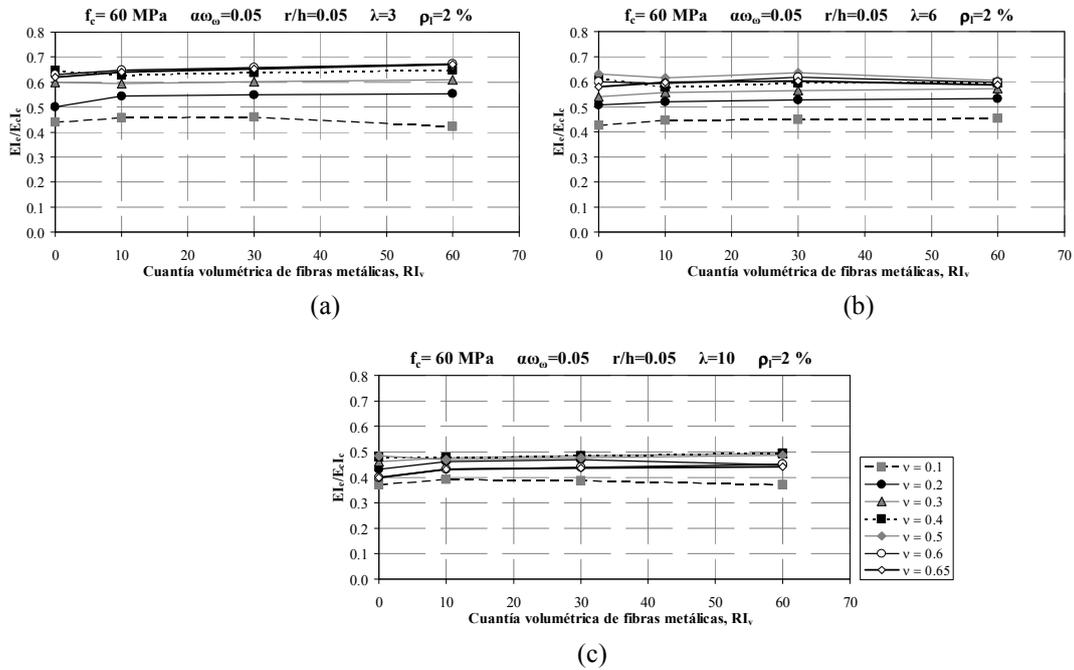


Figura 7.31 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la rigidez elástica efectiva relativa en soportes de 60 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 90 MPa:

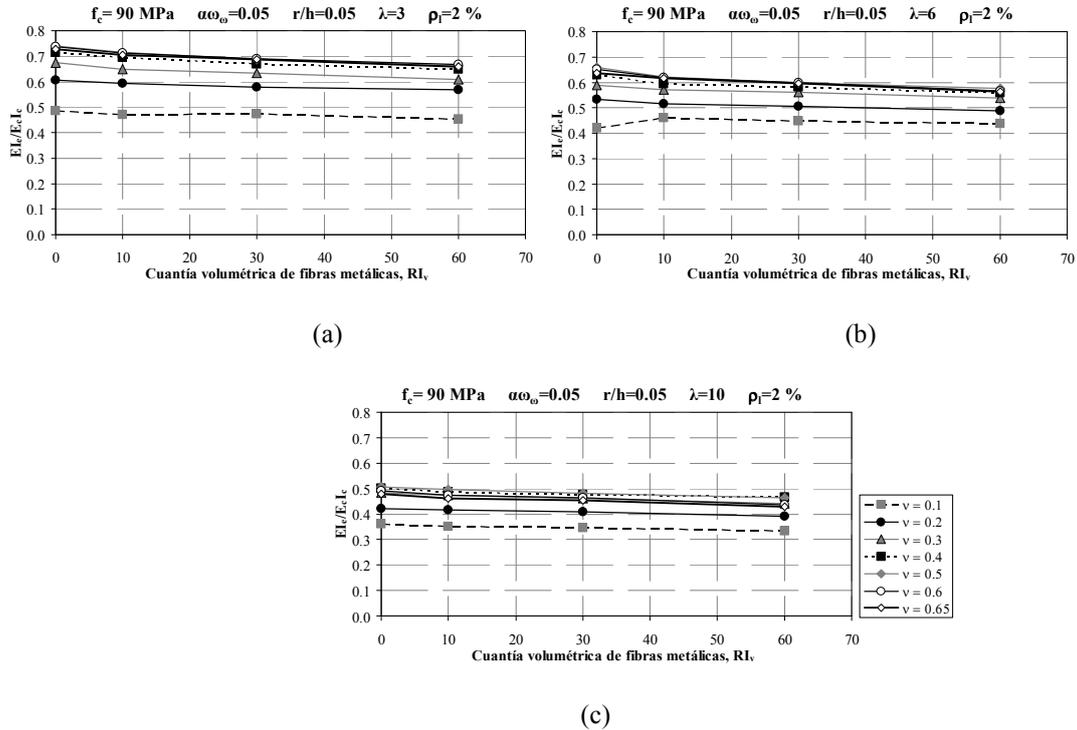


Figura 7.32 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la rigidez elástica efectiva relativa en soportes de 90 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2.1.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.33, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintos niveles de confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_w$). Cada uno de los grupos representa la resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que la rigidez elástica efectiva relativa disminuye para soportes que tienen un mínimo de confinamiento efectivo de la armadura transversal. Por otro lado, la rigidez elástica efectiva aumenta con poca proporción cuando el índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas es mayor. Además, cabe señalar, que la rigidez elástica efectiva relativa tiende a tener un rango de valores similar para las tres resistencias a compresión del hormigón.

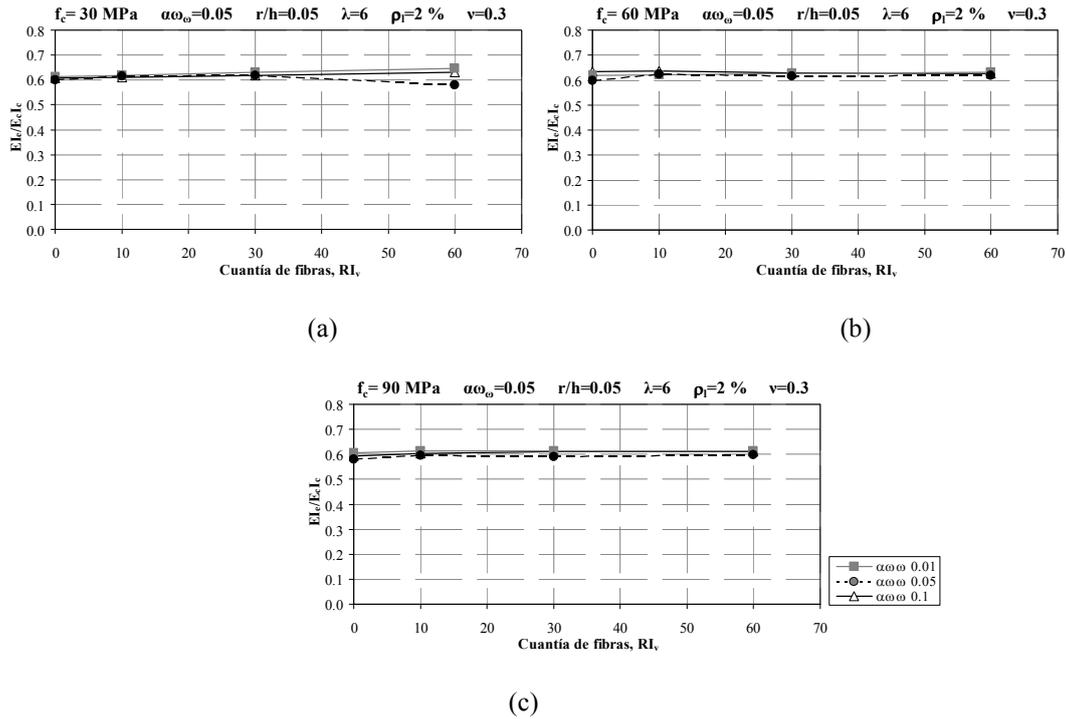


Figura 7.33 Influencia del confinamiento elástico efectivo en la rigidez elástica efectiva para distinto índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.1.c Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.34, se muestra la comparación de la rigidez elástica efectiva relativa ($EI_e/E_c I_c$) respecto al nivel del axil reducido ($\nu = N/[b \cdot h \cdot f_c]$) para distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que la rigidez elástica efectiva relativa disminuye para soportes que tienen una mayor relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, y al aumentar la resistencia del hormigón. Por otro lado, la rigidez elástica efectiva relativa tiende a aumentar conforme se aumenta el nivel de axil reducido; y además se puede observar que las tendencias tienen un comportamiento paralelo entre ellas tanto para 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

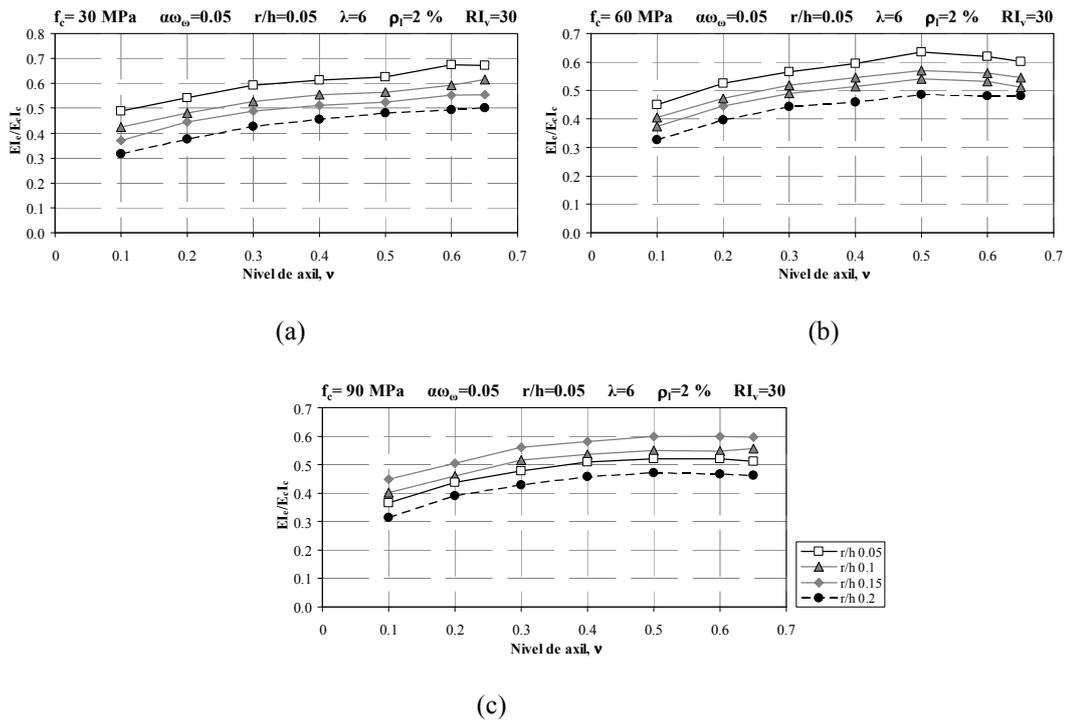


Figura 7.34 Influencia del nivel de carga axial en la rigidez elástica efectiva con distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.2. Deriva elástica efectiva

7.3.2.2.a Esbeltez de cortante

En las Figura 7.35, Figura 7.37 y Figura 7.39, se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto al índice volumétrico de fibras metálicas (RI_v) para resistencias a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Cada figura representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 modificándose el nivel de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$).

- Resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa:

En la Figura 7.35 se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva elástica efectiva se incrementa conforme aumenta la esbeltez a cortante y sensiblemente con el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero. Esto se da, ya que a medida que el soporte es más esbelto, tiene una mayor capacidad de deformación (Figura 7.19 (b)), y las fibras por otro lado han demostrado aportar al incremento de deformación

(Caballero-Morrison (2012) [36]); obteniéndose así una mayor capacidad de deformación comparado con soportes que no contienen fibras metálicas.

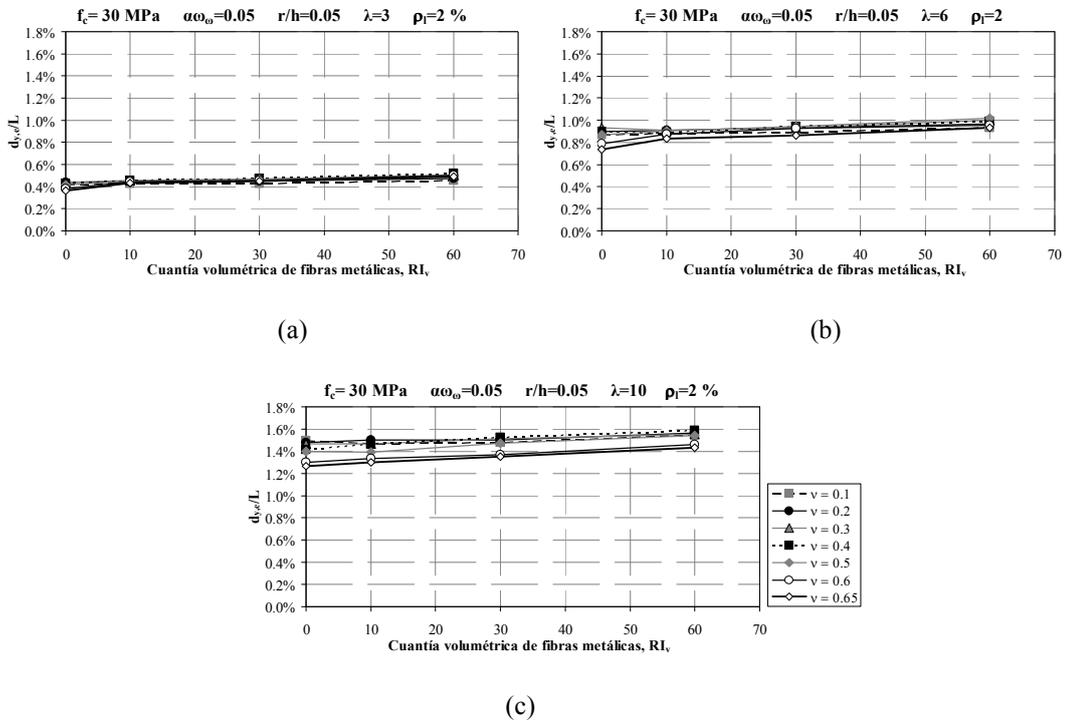


Figura 7.35 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva elástica efectiva en soportes de 30 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

Por otra parte, en la Figura 7.36 se compara un grupo de soportes cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa para un índice volumétrico de 30 kg/m³ de fibras metálicas, para un nivel reducido de 0.3. Se puede observar que la inclusión y el incremento de la cuantía volumétrica de fibras metálicas influye sensiblemente en la rigidez del elemento, sin embargo sí es marcada la influencia en la capacidad resistente y de deformación relativa.

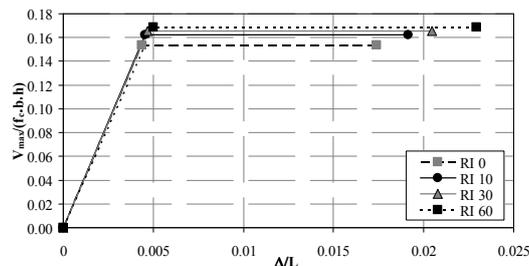


Figura 7.36 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de 30 MPa con índice de fibras de 30 kg/m³ para un nivel de axil reducido de 0.3.

- Resistencia a compresión del hormigón de 60 MPa:

En la Figura 7.37, se muestran tres grupos de soportes cuya resistencia del hormigón es de 60 MPa; con soportes cuya esbeltez de 3, 6 y 10 respectivamente. Se puede observar que la deriva elástica efectiva se comporta del mismo modo para soportes con resistencias de 30 MPa, es decir que aumenta conforme aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando aumenta sensiblemente con el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero (RI_v).

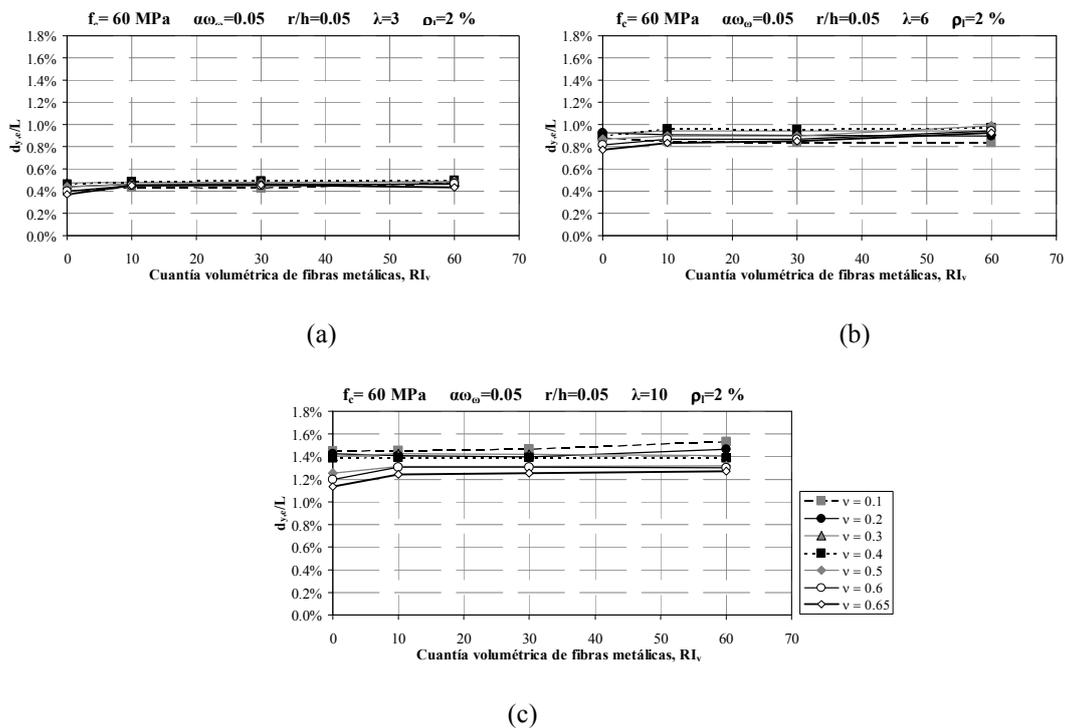


Figura 7.37 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva elástica efectiva en soportes de 60 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

Por otra parte, en la Figura 7.38 se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 60 MPa para distintas cuantías volumétricas de fibras metálicas y un nivel de axil reducido de 0.3. Se puede observar que la inclusión de fibras metálicas no representa un cambio de la rigidez del soporte y sensiblemente en la capacidad resistente relativa, sin embargo al aumentar la cuantía volumétrica de fibras se puede llegar a tener una mayor capacidad de deformación relativa.

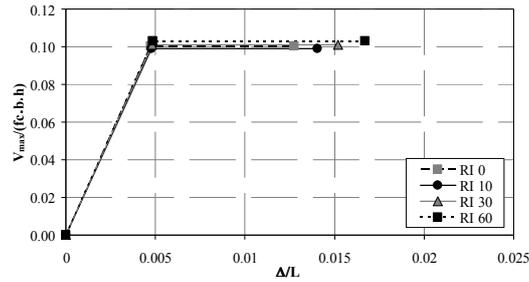


Figura 7.38 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de 60 MPa con nivel de axil reducido de 0.3.

- Resistencia a compresión del hormigón de 90 MPa:

En la Figura 7.39 se muestran tres grupos de soportes cuya resistencia del hormigón es de 90 MPa; en el cual la Figura 7.39 (a, b y c) muestra el comportamiento de soportes con una esbeltez de 3, 6 y 10 respectivamente.

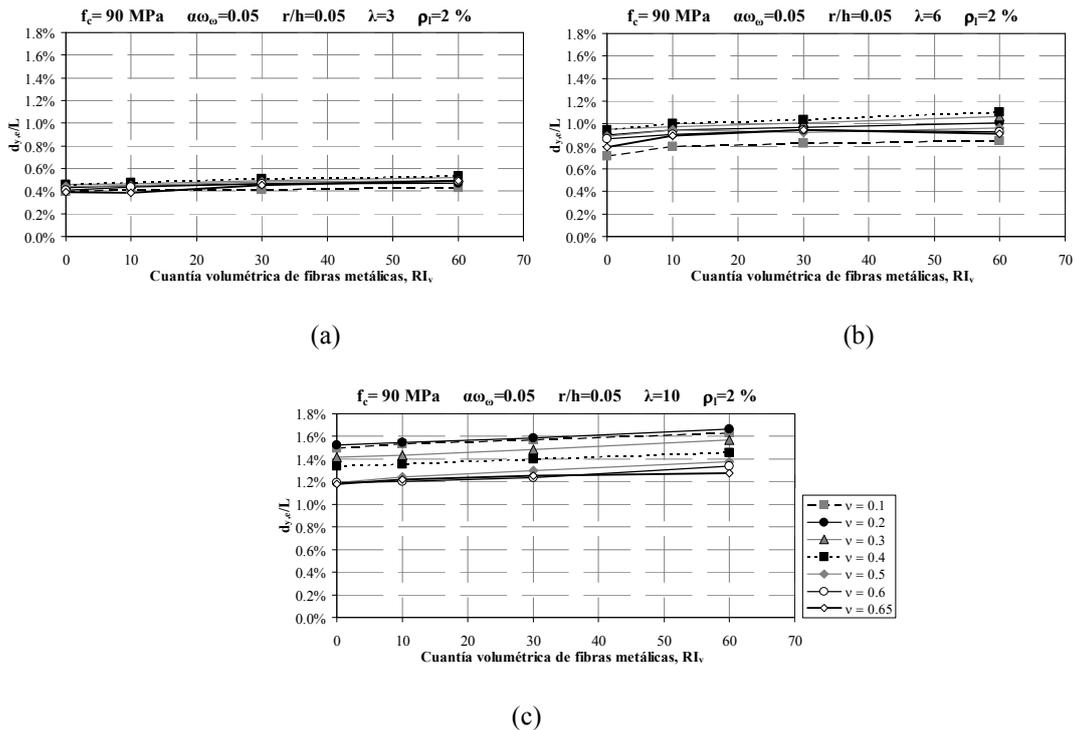


Figura 7.39 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva elástica efectiva en soportes de 90 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

Se observa que la deriva elástica efectiva aumenta conforme aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando se aumenta el índice de cuantía volumétrica de

fibras de acero, ocurre similar comportamiento para hormigón de resistencia de 30 MPa y de 60 MPa.

Por otro lado, en la Figura 7.40 se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 90 MPa para distintas cuantías volumétricas de fibras metálicas y un nivel de axil reducido de 0.3. Se puede observar que la inclusión de fibras metálicas representan cambios sensiblemente tanto en la rigidez del soporte como en su capacidad resistente relativa; por otro lado, al aumentar la cuantía volumétrica de fibras metálicas, mayor es su capacidad de deformación relativa, comportamiento similar para soportes con resistencia de hormigón de 60MPa.

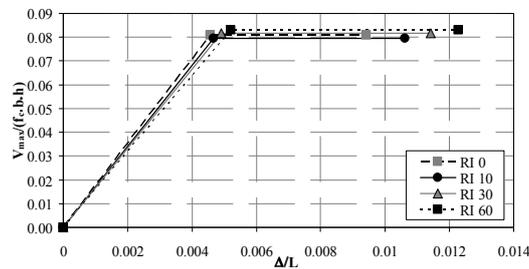


Figura 7.40 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de 90 MPa, (a) soportes con nivel de axil reducido de 0.4 y (b) soportes con cuantía volumétrica de 30 kg/m³.

7.3.2.2.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.41 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,e}/L$) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintos niveles de confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_\omega$). Cada uno de los grupos representa la resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes la deriva elástica efectiva tiende a disminuir para un mayor confinamiento efectivo de la armadura transversal. Por otro lado, se observa que el rango de valores del deriva elástica efectiva es similar para resistencias a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa; quiere que decir que la resistencia no influye significativamente en este caso.

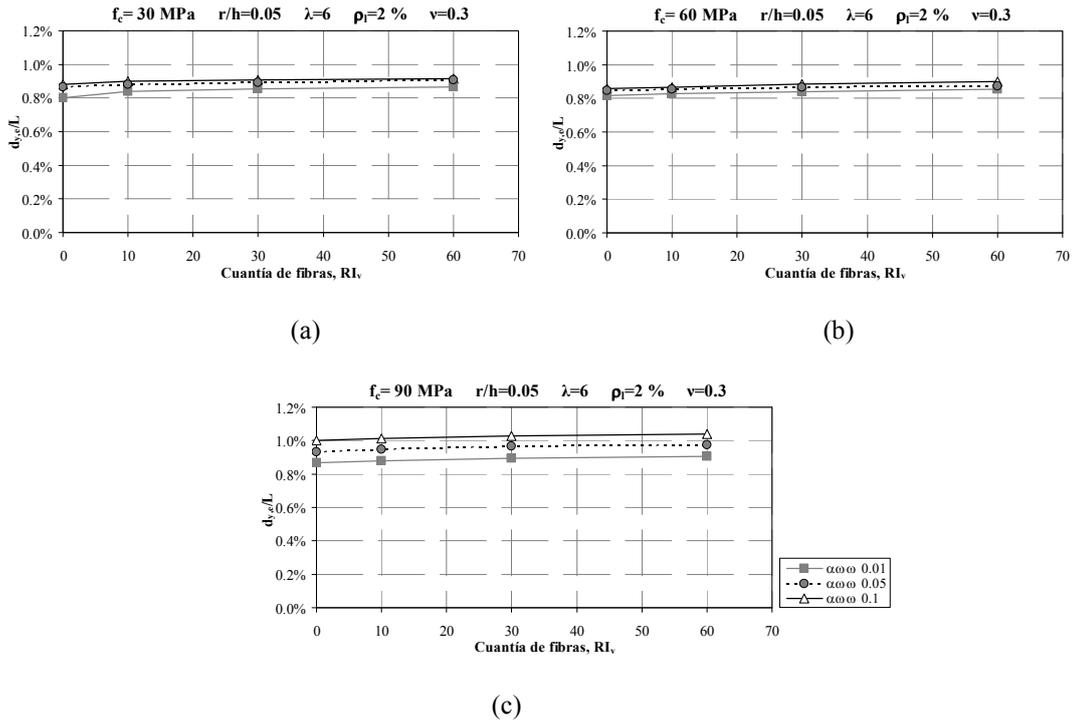


Figura 7.41 Influencia del confinamiento efectivo de la armadura transversal en la deriva elástica efectiva en soportes para distinta cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

Por otro lado, en la Figura 7.42 se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa para una cuantía volumétrica de fibras metálicas de 30 kg/m^3 y para distintos niveles de confinamiento efectivo. Se puede observar que el confinamiento efectivo junto a las fibras metálicas no influye en la rigidez, pero sí lo hace en la capacidad resistente y de deformación relativa. Cuanto mayor sea el confinamiento efectivo, mayor es su capacidad resistente y de deformación relativa.

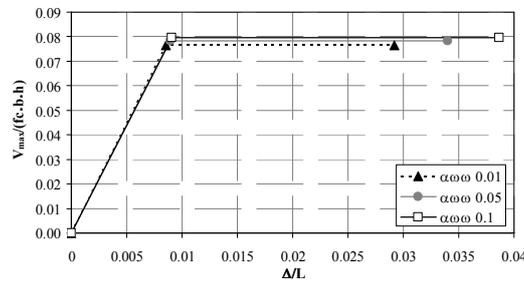


Figura 7.42 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón de 30 MPa y $RI_v = 30 \text{ kg/m}^3$.

7.3.2.2.c Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.43 se muestra la comparación de la deriva elástica efectiva ($\delta_{y,c}/L$) respecto al nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$) para distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva elástica efectiva disminuye conforme aumenta la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza. Por otro lado, la resistencia a compresión del hormigón influye poco en la deriva elástica efectiva, debido que el rango de valores es muy similar para 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa.

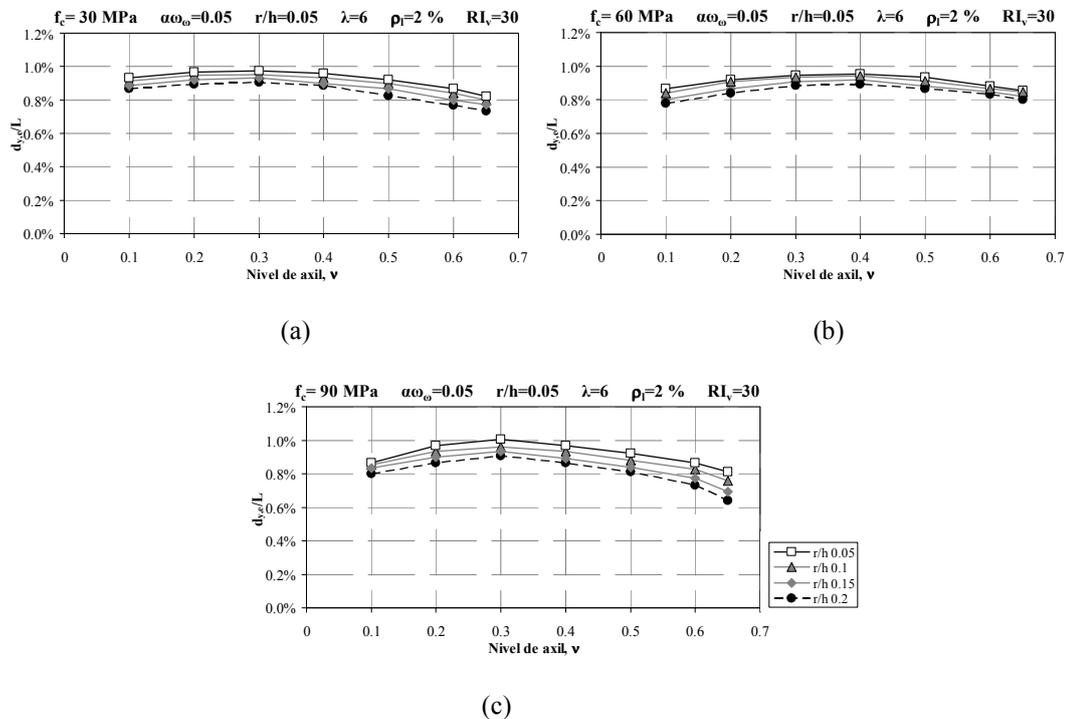


Figura 7.43 Influencia del nivel de carga axil en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

Por otro lado, todos los soportes muestran un comportamiento semicóncavo respecto al nivel de carga axial. Las líneas de tendencia tienden a ser paralelas en los tres grupos.

En la Figura 7.44 se comparan soportes cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa y 90 MPa para una cuantía volumétrica de fibras metálicas de 30 kg/m^3 y distintos niveles de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza. Se

puede observar en los soportes de 30 MPa (Figura 7.44 (a)), a medida que la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza es menor, los soportes tienden a ser más rígidos teniendo una mayor capacidad resistente y de deformación relativa. Por otro lado, para los soportes de 90 MPa (Figura 7.44 (b)), se comportan de forma similar que los soportes de 30 MPa, diferenciando en que la capacidad resistente y de deformación es significativamente menor. Cabe señalar que al observar ambos grupos, la deriva elástica efectiva tiende a ser cercana al 1%.

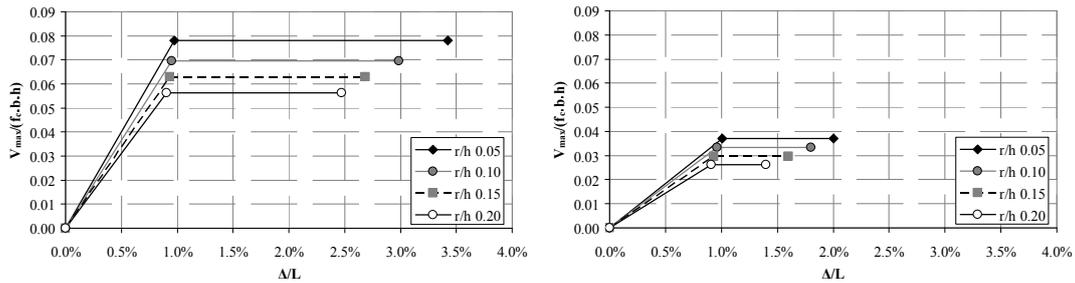


Figura 7.44 Diagrama idealizado de la envolvente de carga-deriva para hormigón con $RI = 30 \text{ kg/m}^3$: a) 30 MPa y b) 90 MPa

7.3.2.2.d Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante

En la Figura 7.45 se muestra la comparación del deriva elástico efectivo ($\delta_{y,e}/L$) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintas resistencias a compresión del hormigón. Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 respectivamente. Se muestra que la deriva elástica efectiva disminuye muy poco tanto para los grupos de esbeltez de 3, 6 y 10. Por otro lado, para los tres grupos cuya resistencia del hormigón es de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa, la deriva elástica efectiva se mantiene casi constante en rango para cada nivel de esbeltez señalado.

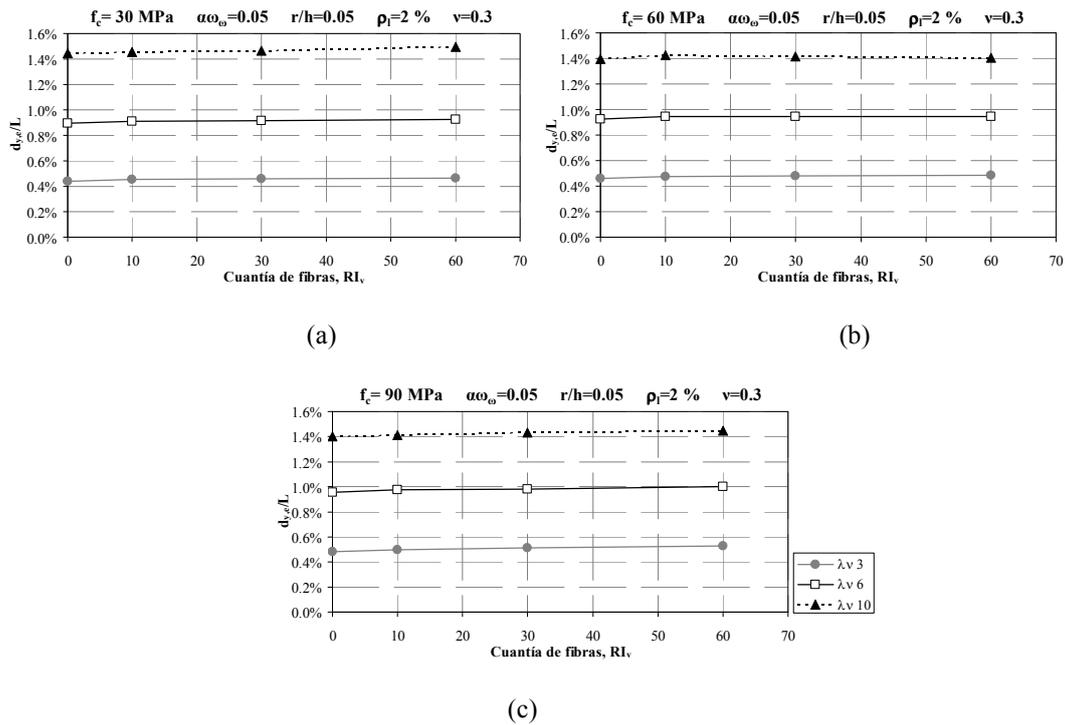


Figura 7.45 Influencia de la cuantía volumétrica de fibras de acero en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón (f_c): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2.3. Deriva última

7.3.2.3.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.46, Figura 7.47, y Figura 7.48; se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto al índice volumétrico de fibras metálicas (RI_v) para resistencias a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Cada figura representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 modificándose el nivel de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$).

- Resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa:

En la Figura 7.46 se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva última aumenta conforme se aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando se incrementa el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero.

Por otro lado, las líneas de tendencia se observan paralelas para todos los grupos; la inclinación de ellas se nota más pronunciada para soportes con una mayor esbeltez.

En los tres grupos, la deriva última tiende a disminuir conforme aumenta de nivel de axil reducido.

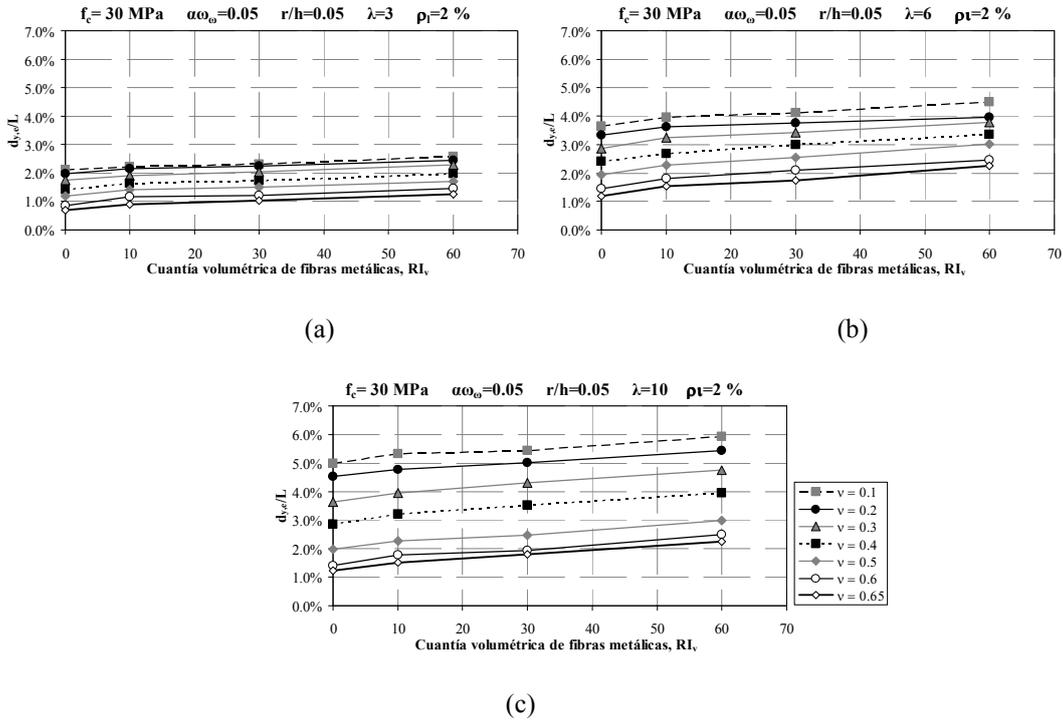


Figura 7.46 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva última en soportes de 30 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 60 MPa:

En la Figura 7.47 se muestra el mismo comportamiento respecto a los soportes de resistencia de 30 MPa, la deriva última se incrementa conforme aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando mayor es el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero. De igual forma, las líneas de tendencia se observan paralelas para todos los grupos. En los tres grupos, la deriva última tiende a disminuir conforme se aumenta de nivel de axil reducido.

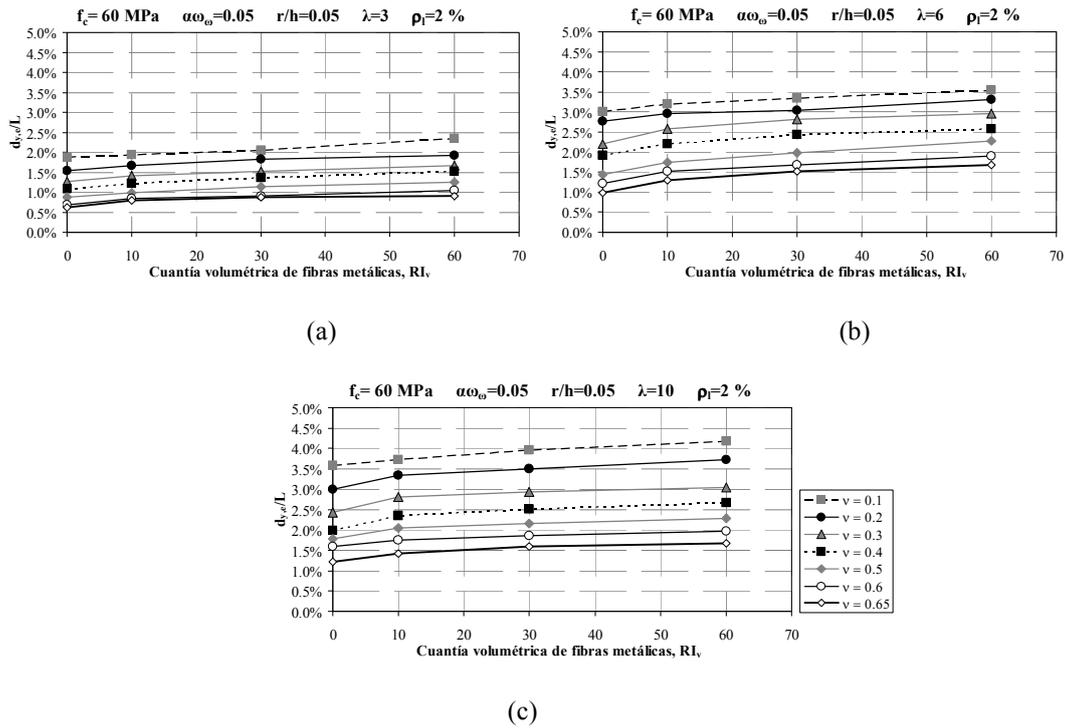


Figura 7.47 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva última en soportes de 60 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 90 MPa:

En la Figura 7.48 se muestra el mismo comportamiento respecto a los soportes de resistencia de 30 MPa y de 60 MPa, la deriva última aumenta conforme aumenta la esbeltez a cortante y esto ocurre también cuando aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero. También las líneas de tendencia se observan paralelas para todos los grupos. En los tres grupos, la deriva última tiende a disminuir conforme se aumenta de nivel de axil reducido.

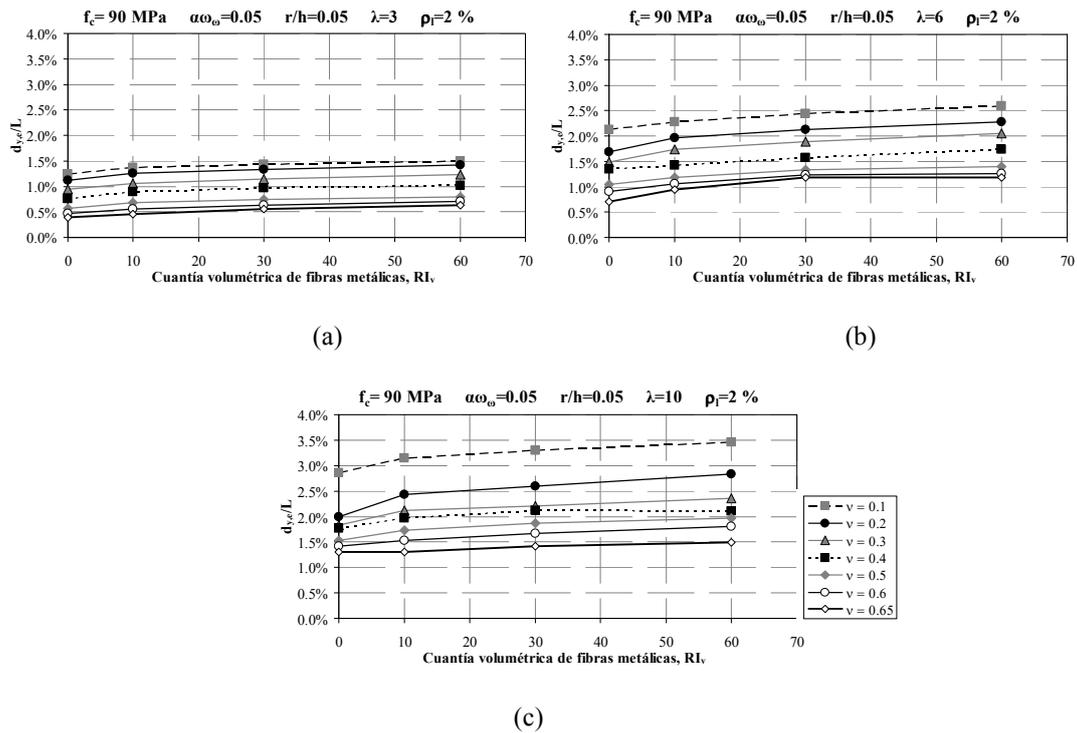


Figura 7.48 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la deriva última en soportes de 90 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2.3.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.49 se muestra la comparación de la deriva última (δ_u/L) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintos niveles de confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_w$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón, 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

En la Figura 7.49 se muestra que para los tres grupos de soportes, la deriva última, disminuye a medida que aumenta la resistencia a compresión del hormigón; este efecto también se observa al disminuir la cuantía de armadura transversal.

Por otro lado, todos los soportes muestran un incremento pronunciado de la deriva última al pasar de $RI_v=0$ a $RI_v=30$ y luego la deriva tiende a aumentar muy poco desde $RI_v=30$ hasta $RI_v=60$; el mismo comportamiento se registra para todos los niveles de cuantía de armadura transversal.

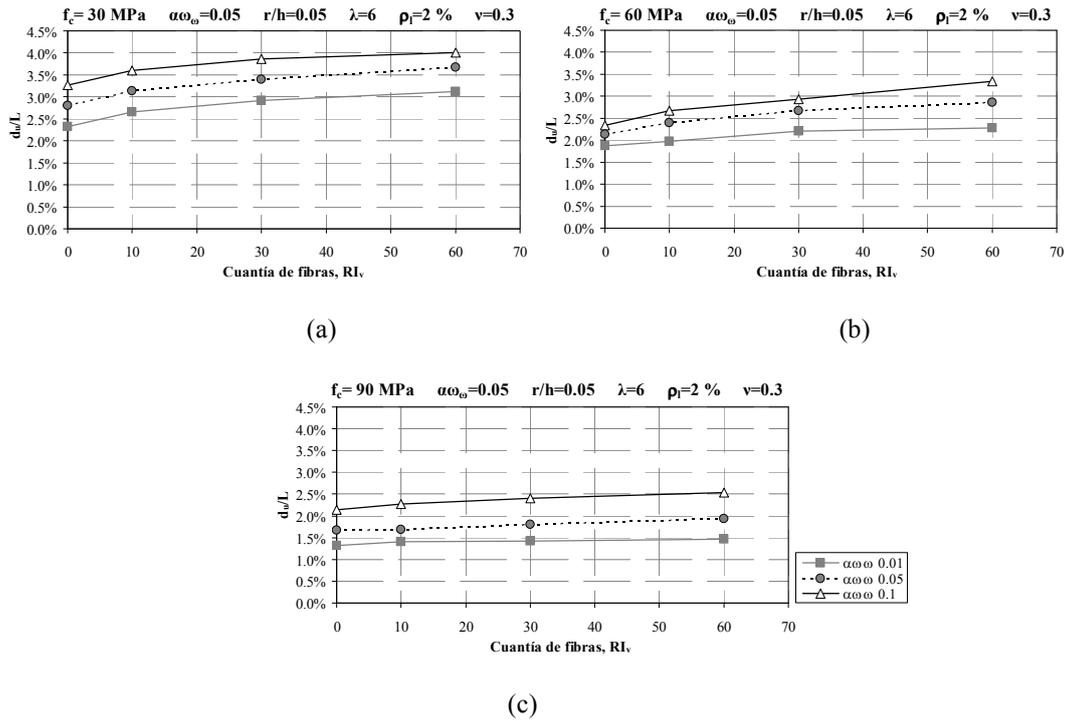


Figura 7.49 Influencia del confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega_s$) en la deriva última para distintas cuantía volumétrica de fibras de acero: a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.3.c Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.50 se muestra la comparación del deriva último (δ_u/L) respecto al nivel de axil reducido ($\nu = N/[b \cdot h \cdot f_c]$) para distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente.

En la Figura 7.50 se muestra que para todos los soportes, la deriva última disminuye conforme se aumenta el nivel de axil reducido y esto ocurre también cuando aumenta la resistencia a compresión del hormigón. Además, las líneas de tendencia se muestran paralelas para todos los grupos.

Por otra parte, se observa que la deriva última tiende a ser mucho menor cuando la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza es mayor.

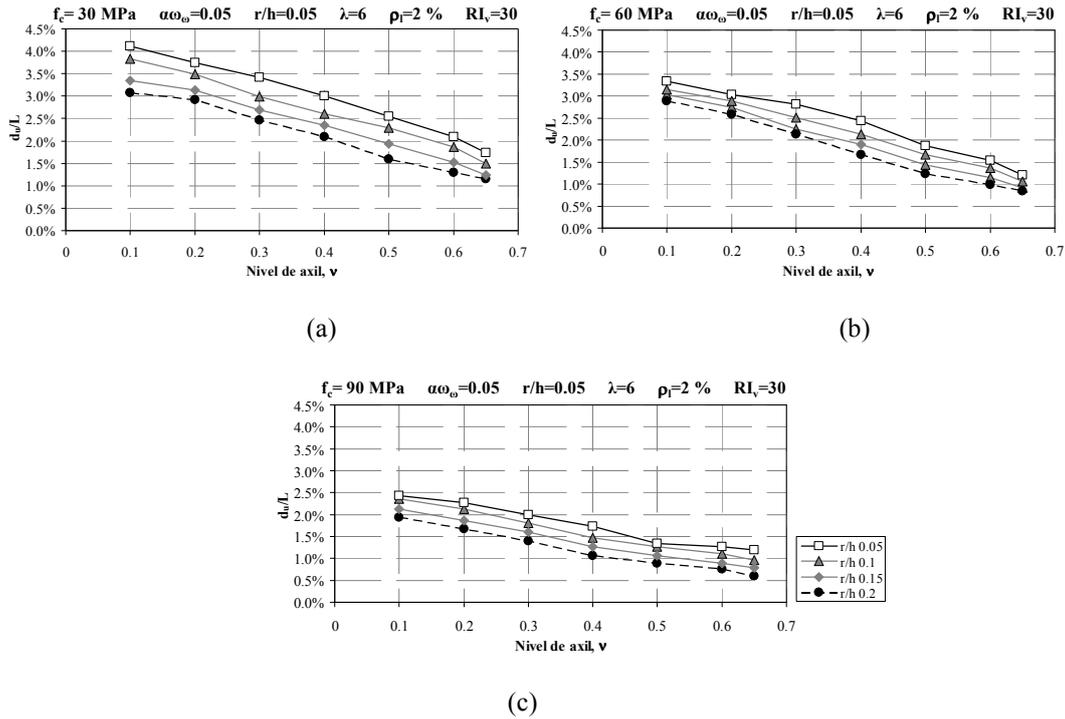


Figura 7.50 Influencia del nivel de carga axial en la deriva elástica efectiva en soportes con distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.3.d Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante

En la Figura 7.51 se muestra la comparación de la deriva última (δ_u/L) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintas resistencias a compresión del hormigón. Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 respectivamente. Se muestra que la deriva última disminuye en todos los grupos conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y este mismo efecto se observa al disminuir la esbeltez a cortante. Además la inclusión de fibras metálicas influye en la deriva última, ya que a medida que se aumenta de cuantía volumétrica de fibras, mayor es la deriva última.

Por otro lado, el grupo de soportes cuya resistencia a compresión del hormigón es de 30 MPa muestran un incremento pronunciado de la deriva última comparada con los grupos de resistencias de 60 MPa y de 90 MPa, ya que éstos tienden a aumentar en menor escala.

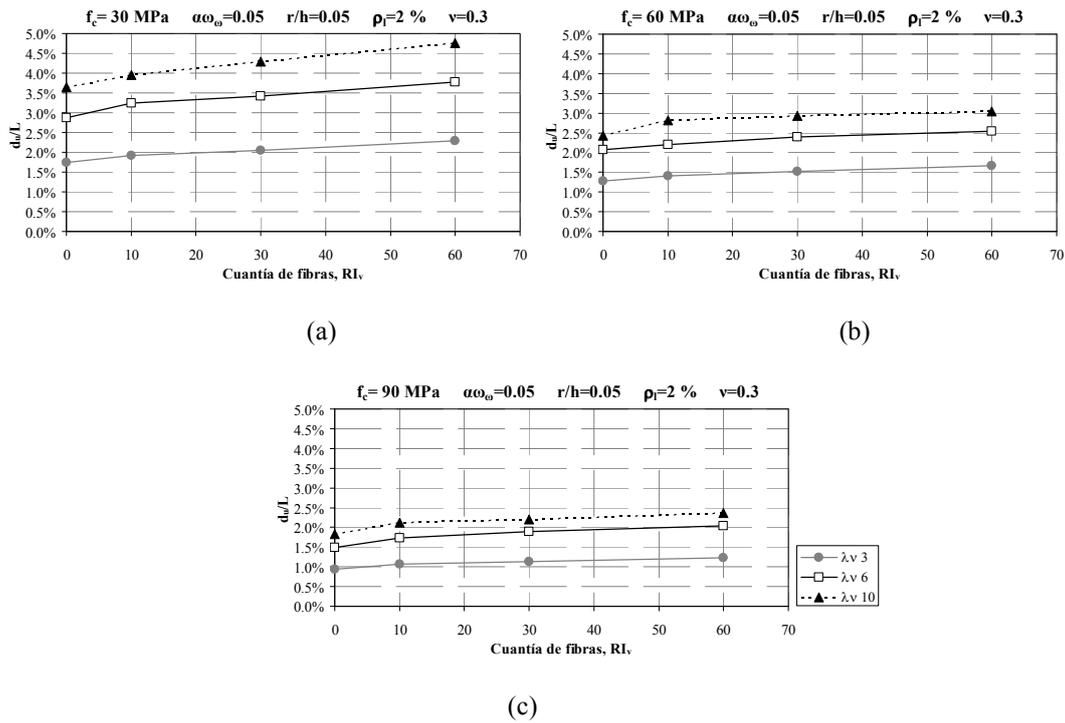


Figura 7.51 Influencia de la cuantía volumétrica de fibras de acero en el deriva último en soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón (f_c): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2.4. Ductilidad en desplazamiento

7.3.2.4.a Esbeltez de cortante

En la Figura 7.52, Figura 7.53, y Figura 7.54, se muestra la comparación de la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) respecto al índice volumétrico de fibras metálicas (RI_v) para resistencias a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Cada figura representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 modificándose el nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$).

- Resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa:

En la Figura 7.52 se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en desplazamiento tiende a ser mayor para soportes con menor esbeltez y para niveles de axil reducido mínimo.

Por otro lado, las líneas de tendencia se reflejan paralelas y tienden a aumentar los valores de ductilidad a medida que se aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero en la masa del hormigón.

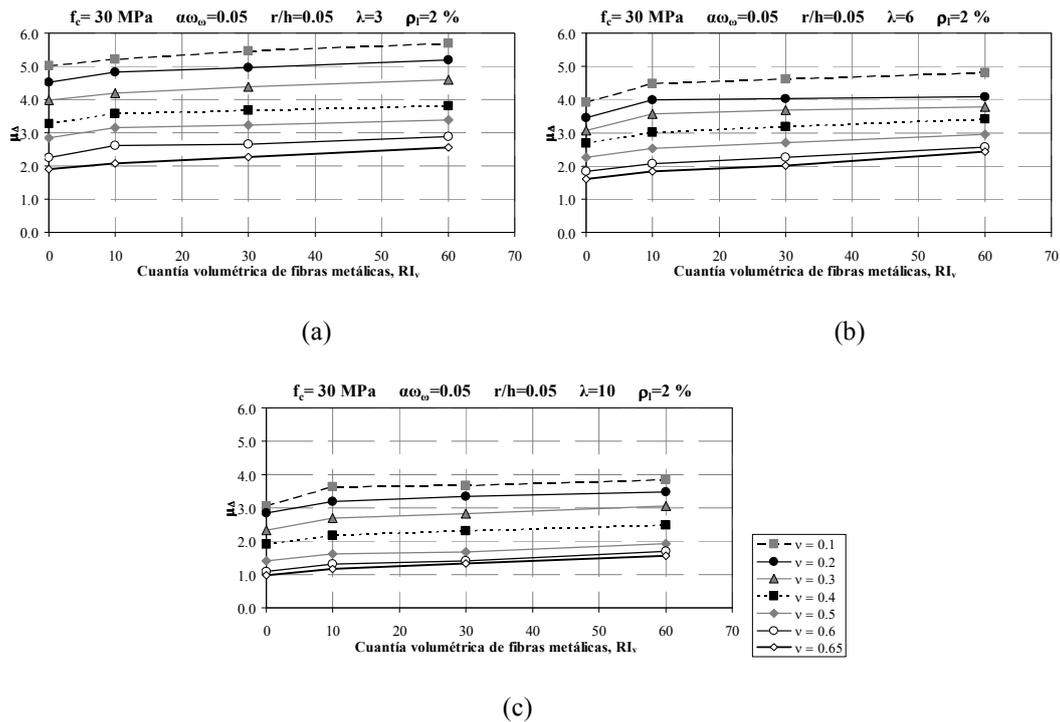


Figura 7.52 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la ductilidad en deriva en soportes de 30 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 60 MPa:

En la Figura 7.53 se observa el mismo comportamiento que para soportes de 30 MPa; la ductilidad en desplazamiento tiende a ser mayor para soportes con menor esbeltez y para niveles de axil reducido mínimo.

Respecto a las líneas de tendencia, también se reflejan paralelas y tienden a aumentar los valores de ductilidad a medida que se aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero en la masa del hormigón.

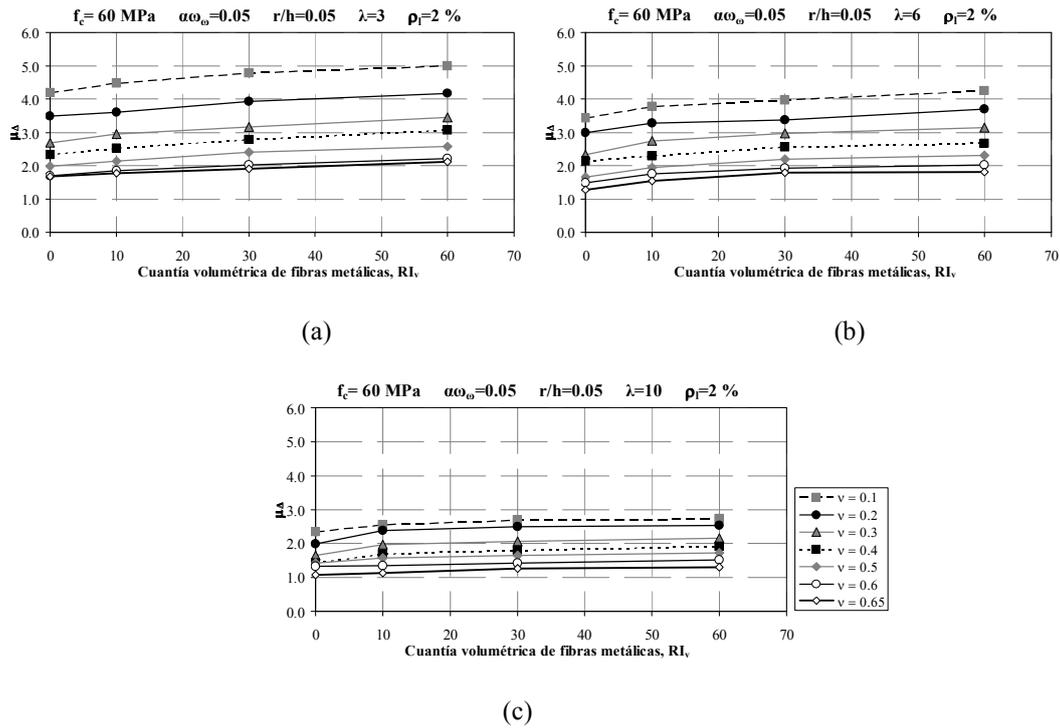


Figura 7.53 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la ductilidad en deriva en soportes de 60 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

- Resistencia a compresión del hormigón de 90 MPa:

El comportamiento para 90MPa (Figura 7.54) es semejante al registrado en los soportes con resistencias a compresión de 30 MPa y de 60 MPa; la ductilidad en desplazamiento tiende a ser mayor para soportes con menor esbeltez y para niveles de axil reducido mínimo.

Y de igual forma, las líneas de tendencia también se reflejan paralelas y tienden a aumentar los valores de ductilidad a medida que se aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero en la masa del hormigón.

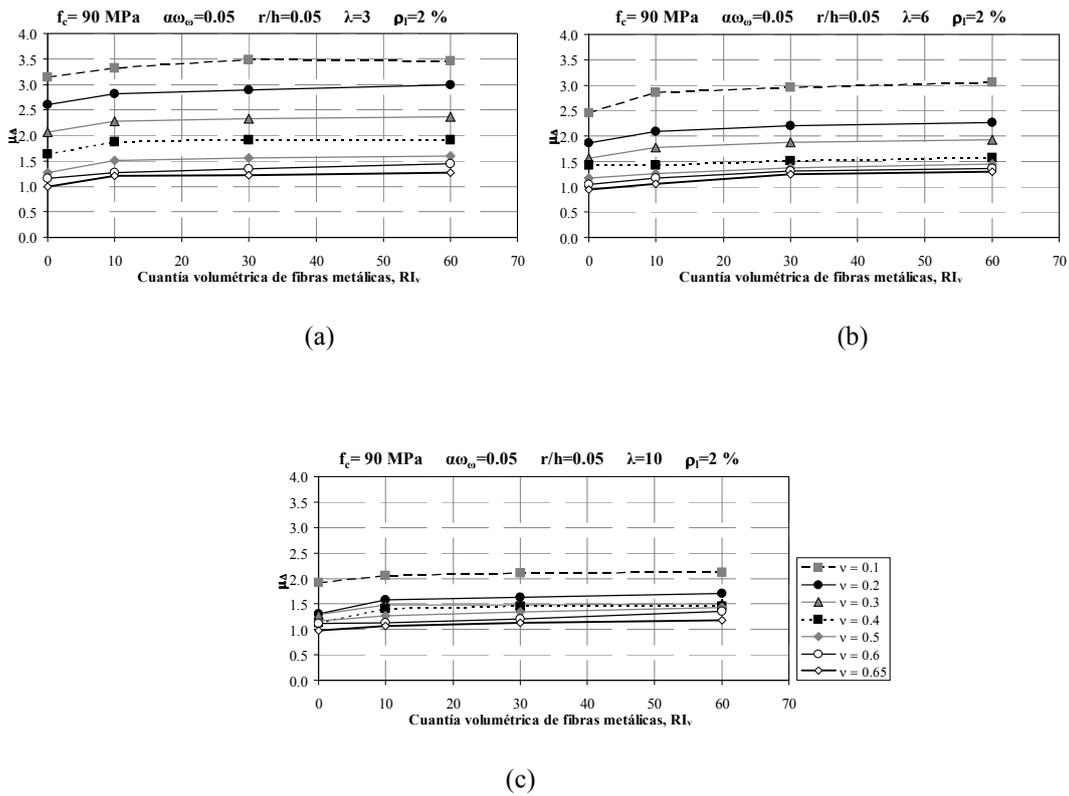


Figura 7.54 Influencia de la esbeltez a cortante (λ_v) y del índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas (RI_v) en la ductilidad en deriva en soportes de 90 MPa con distinto nivel de axil reducido ($v=N/[b \cdot h \cdot f_c]$): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.3.2.4.b Confinamiento efectivo de la armadura transversal

En la Figura 7.55 se muestra la comparación de la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintos confinamientos efectivos de la armadura transversal ($\alpha\omega_o$). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón, 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir a medida que se aumenta la resistencia del hormigón y este efecto también se observa al disminuir la cuantía de armadura transversal.

Por otro lado, las líneas de tendencia muestran una menor diferencia entre ellas para los soportes con hormigón de 30 MPa, en cambio para los soportes de 60 MPa y 90 MPa, ésta diferencia es mayor.

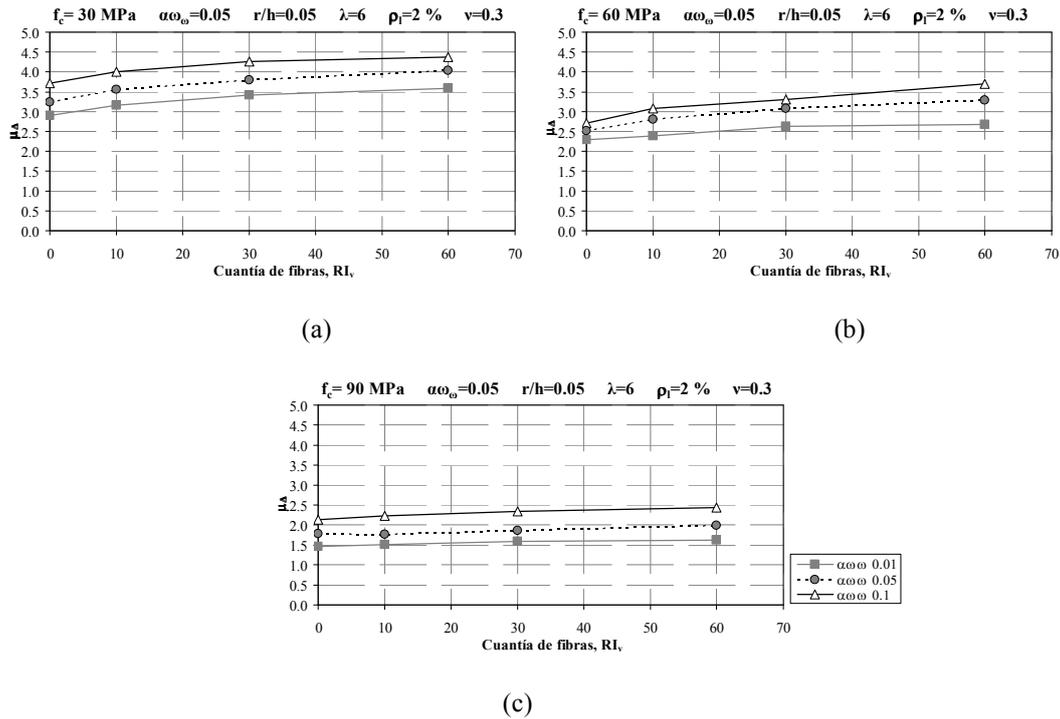


Figura 7.55 Influencia de la cuantía volumétrica de fibras de acero en la ductilidad de deriva en soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha\omega\omega$): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.4.c Relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h)

En la Figura 7.56 se muestra la comparación de la ductilidad en deriva (μ_{Δ}) respecto al nivel de axil reducido ($v = N/[b \cdot h \cdot f_c]$) para distintas relaciones entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h). Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa respectivamente. Se muestra que para los tres grupos de soportes, la ductilidad en derivas tiende a disminuir a medida que se aumenta la resistencia del hormigón y el nivel de axil reducido.

Por otro lado, las líneas de tendencia se reflejan paralelas y tienden a aumentar la ductilidad en deriva a medida que la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección son mínimos.

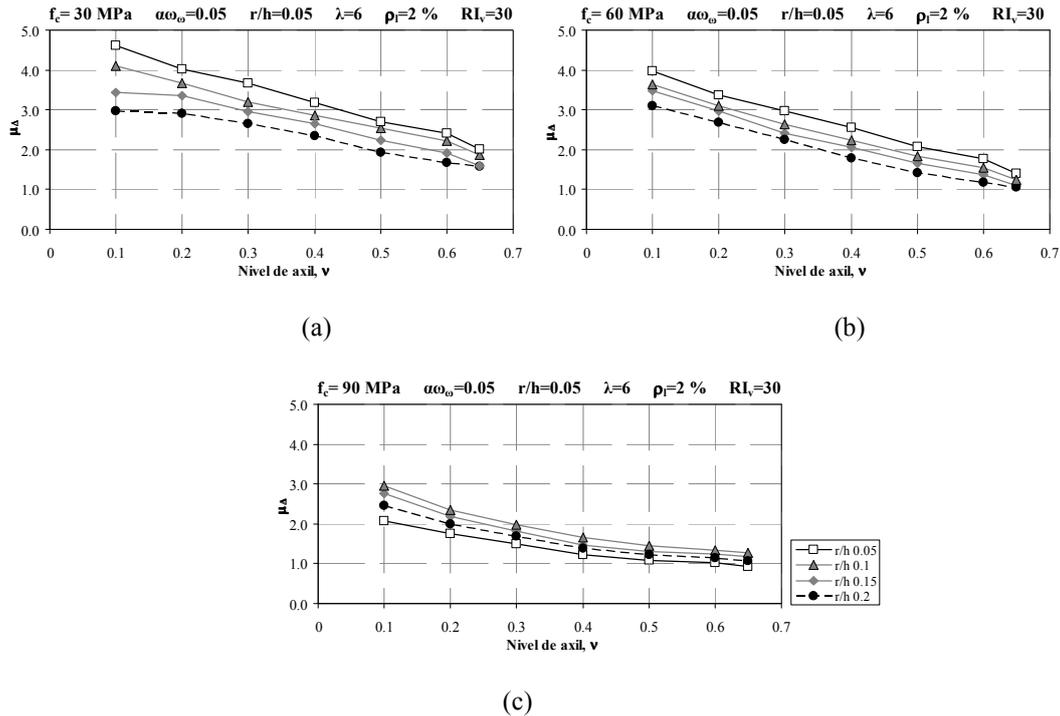


Figura 7.56 Influencia del nivel de carga axial en la ductilidad de deriva en soportes con distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza (r/h): a) Hormigón de 30 MPa, b) Hormigón de 60 MPa y c) Hormigón de 90 MPa.

7.3.2.4.d Resistencia del hormigón respecto a la esbeltez de cortante

En la Figura 7.57 se muestra la comparación de la ductilidad en desplazamiento (μ_{Δ}) respecto al índice de la cuantía volumétrica de las fibras de acero (RI_v) para distintas resistencias a compresión del hormigón. Cada uno de los grupos representa el comportamiento de soportes de esbeltez a cortante de 3, 6 y 10 respectivamente. Se muestra que la ductilidad en desplazamiento disminuye conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y este mismo efecto se observa al aumentar la esbeltez a cortante. Sin embargo, la ductilidad en desplazamiento tiende a aumentar cuando mayor es el índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas, y este comportamiento se observa para los grupos cuya resistencias del hormigón es de 30 MPa, 60 MPa y 90 MPa.

Por otro lado, las líneas de tendencia se muestran paralelas para los tres grupos, y la diferencia entre ellas es más notable para los soportes de 30 MPa, en cambio es menor dicha diferencia para los soportes de 60 MPa y 90 MPa.

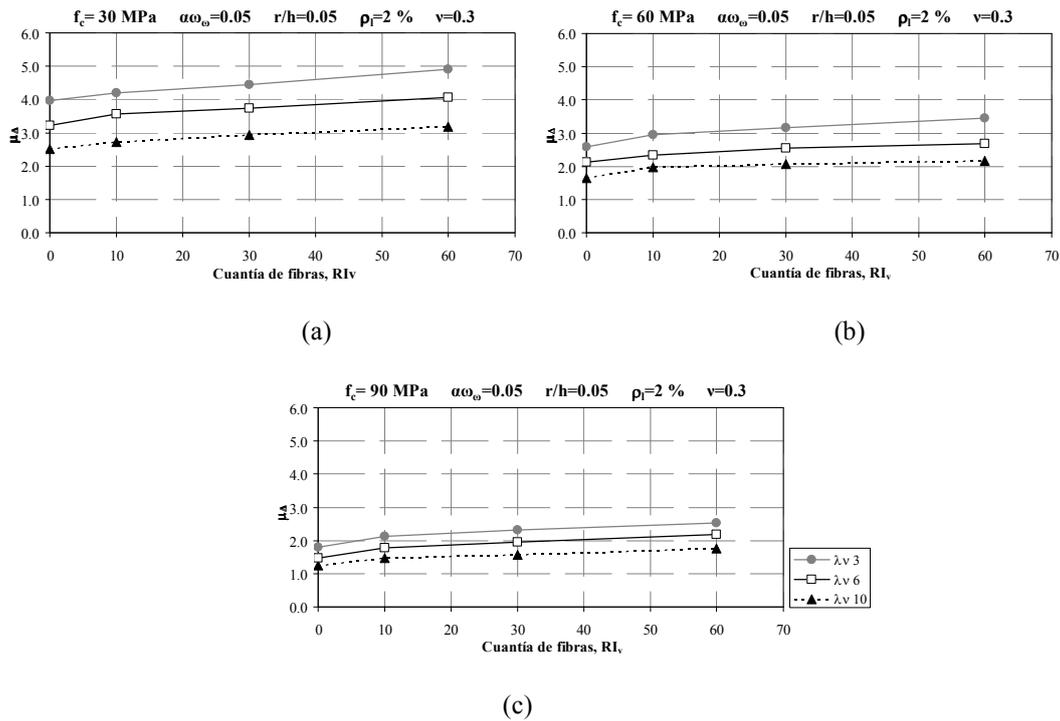


Figura 7.57 Influencia de la cuantía volumétrica de fibras de acero en la ductilidad de deriva en soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón (f_c): a) Esbeltez a cortante de 3, b) Esbeltez a cortante de 6 y c) Esbeltez a cortante de 10.

7.4. Conclusiones

Soportes sin fibras metálicas

Rigidez elástica efectiva relativa

- La rigidez elástica efectiva relativa se incrementa con la cuantía de armadura longitudinal, y esto se debe ya que la armadura longitudinal con un nivel de axil aplicado aporta a la capacidad de flexión del soporte. Sin embargo, la rigidez elástica efectiva disminuye con la esbeltez a cortante conforme el nivel de axil se incrementa puesto que los efectos de 2º orden son más importantes y en consecuencia menor es la rigidez (mayor momento total).
- En la rigidez elástica efectiva, no influye la cuantía de armadura transversal y la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza ni la resistencia del hormigón; éstos parámetros influyen en el comportamiento del soporte en el estado plástico y es por eso que no se refleja en la rigidez elástica efectiva.

Deriva elástica efectiva

- La deriva elástica efectiva a igualdad de otros parámetros, disminuye sensiblemente con el aumento de la resistencia a compresión del hormigón; ya que el soporte es más rígido y menos deformable al aumentar la resistencia; y con el aumento del nivel de axil puesto que es más rígido el soporte.
- La deriva elástica efectiva se incrementa con la esbeltez a cortante, el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de armadura longitudinal.
- La deriva elástica efectiva tiende a disminuir con la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza, y esto se debe a que al tener un mayor recubrimiento del hormigón, se tiene un menor núcleo confinado y por ende es menor la capacidad de deformación en el estado plástico. Además, a mayor recubrimiento relativo menor es el momento de inercia de las armaduras y por lo tanto es la capacidad resistente y de deformación.

Deriva última

- La deriva última tiende a tener un comportamiento similar a la deriva elástica efectiva a igualdad de otros parámetros.
- La deriva última se incrementa con la esbeltez de cortante, con el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de la armadura longitudinal.
- La deriva última tiende a disminuir con la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza, y con la resistencia del hormigón.
- Respecto a las tendencias, se ha observado que la gran mayoría presentan un comportamiento lineal decreciente, es decir que la deriva última tiende a disminuir con el aumento del nivel de axil reducido.

Ductilidad en desplazamiento

- Es lógico que si la deriva elástica efectiva y la deriva última se observa el mismo comportamiento, es de esperar que se obtenga el mismo comportamiento respecto a la ductilidad en desplazamiento. Es decir que también la ductilidad en desplazamiento disminuye con el aumento de la resistencia a compresión del hormigón, ya que el soporte mientras mayor es la resistencia, es más rígido y menos deformable.

- La ductilidad en desplazamiento tiende a aumentar con el confinamiento efectivo de la armadura transversal y a la cuantía de la armadura longitudinal, eso se debe ya que al aumentar ambas cuantías, se obtiene una mayor capacidad dúctil.
- La ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir con la esbeltez de cortante de la pieza, relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección y la resistencia del hormigón.
- Todas las tendencias muestran un comportamiento lineal decreciente, es decir que la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir con el aumento del nivel de axil reducido; esto se debe ya que para un nivel máximo de axil, se produce un incremento de los momentos de segundo orden, la rotura se produce por el hormigón, la capacidad resistente disminuye y se deforma menos el elemento.

Soportes con fibras metálicas

Rigidez elástica efectiva

- Se ha observado que la rigidez elástica efectiva tiende a aumentar sensiblemente con las fibras de acero; es decir, a medida que aumenta el índice de la cuantía volumétrica de fibras de acero.
- Con la relación entre el recubrimiento y el canto de la sección, se ha obtenido cambios significativos de la rigidez.

Deriva elástica efectiva

- Se observó que la deriva elástica efectiva tiende a aumentar siempre con las fibras de acero; es decir, a medida que aumenta el índice de la cuantía volumétrica de fibras de acero a igualdad de otros parámetros, como lo son: la esbeltez de cortante, resistencia a compresión del hormigón y relación entre el recubrimiento mecánico de la pieza, se incrementa la deriva última.
- Cabe señalar que las tendencias en la deriva elástica efectiva en los soportes con fibras metálicas respecto a los parámetros estudiados, son semejantes a los obtenidos en los soportes que no contienen fibras metálicas.

Deriva última

- La deriva última registró un comportamiento parecido a la deriva elástica efectiva; ya que, tiende a aumentar siempre; a medida se aumenta el índice de la cuantía volumétrica de acero a igualdad de otros parámetros como lo son: la esbeltez de

cortante, resistencia a compresión del hormigón y relación entre el recubrimiento mecánico de la pieza.

- También se observó que las tendencias de la deriva última tienen un comportamiento similar a la deriva elástica efectiva.
- Cabe señalar que para todos los parámetros, el efecto favorable de la RI_v no modifica las tendencias de los mismos, excepto en el caso del nivel de confinamiento efectivo $\alpha\omega_o$, en donde a menor $\alpha\omega_o$ el efecto favorable de RI_v se incrementa sobre todo se produce un incremento para niveles bajos de RI_v , tal y como se había observado experimentalmente.

Ductilidad en desplazamiento

- La ductilidad en desplazamiento tiende a ser mayor a medida que se aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero y el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de armadura longitudinal.
- La ductilidad en desplazamiento tiende a ser menor a medida se aumenta la esbeltez a cortante, la resistencia del hormigón, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección y el nivel de axil reducido.

Capítulo 8.

“Propuesta de método simplificado”

En el presente capítulo se presenta una propuesta para evaluar la capacidad de deformación en soportes reforzados con o sin fibras metálicas en la masa del hormigón sometidas a un esfuerzo axial constante y carga lateral cíclica. Del modelo numérico desarrollado y contrastado; se ha realizado un estudio paramétrico, clave para el desarrollo del método propuesto en la presente tesis doctoral. Para la propuesta se ha tenido en cuenta los siguientes parámetros: el nivel de axial reducido, la resistencia del hormigón, la adición de fibras metálicas, la esbeltez de la pieza, la cuantía de armadura longitudinal y transversal y la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección transversal. El rango de valores del estudio paramétrico se encuentra resumido en la Tabla 8.1.

Con el método propuesto, es posible deducir el desplazamiento elástico efectivo ($\delta_{y,e}$), el desplazamiento último (δ_u) y por ende la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ).

El desplazamiento elástico efectivo ($\delta_{y,e}$) se obtiene a partir del cálculo de la rigidez elástica efectiva (EI_e) y el desplazamiento último (δ_u) a partir del cálculo de la rigidez última (EI_u). Se ha empleado la metodología propuesta por Barrera (2012) [23] para obtener EI_e y EI_u propuesta para carga monotónica.

Tabla 8.1 Rango de valores paramétrico utilizado para el estudio

| Parámetro | Rango de valores |
|---|------------------|
| Axil nominal reducido (ν) | 0.1-0.65 |
| Esbeltez a cortante (λ) | 3-10 |
| Resistencia del hormigón (f_c , MPa) | 30-90 |
| Cuantías de armadura longitudinal (ρ_l , %) | 1-4 |
| Confinamiento efectivo ($\alpha \cdot \omega_o$) | 0.01-3 |
| Relación entre recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza (r/h) | 0.05-2 |
| Volumen de fibras de acero (RI_v) | 0-60 |

8.1. Evaluación de la Rigidez elástica efectiva (EI_e) en soportes de hormigón armado de sección rectangular

En esta sección se plantea el cálculo de la rigidez elástica efectiva (EI_e), mediante el factor de rigidez elástico (α_e). Dicha rigidez se ha obtenido a partir de los resultados obtenidos en el estudio paramétrico mostrado en el capítulo 7 de la presente tesis doctoral.

8.1.1.1. Metodología

Conocidas las características mecánicas y geométricas de un soporte, y dado un nivel de axil, mediante el programa OPENSEES es posible deducir la envolvente carga lateral-desplazamiento, y por consiguiente el diagrama idealizado (Figura 8.1), tal y como se indica en el capítulo 5 de la presente tesis.

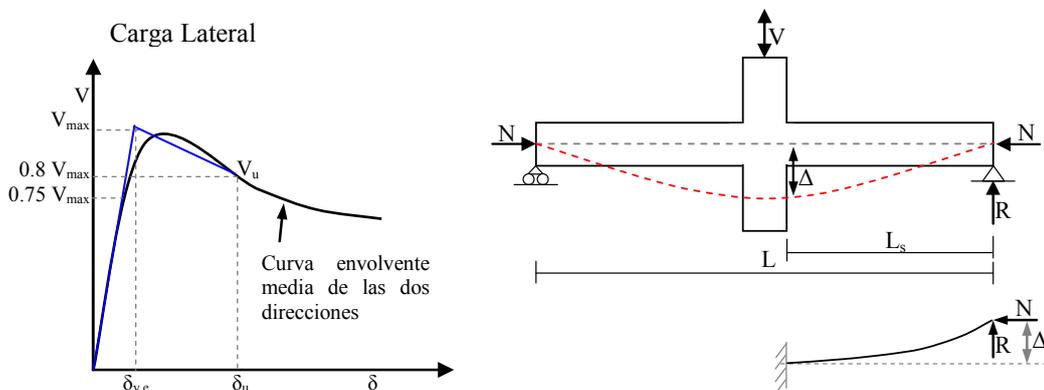


Figura 8.1 Idealización de la curva envolvente y del ensayo

A partir de la idealización es posible conocer el desplazamiento elástico efectivo ($\delta_{y,e}$) y la carga máxima ($V_{\text{máx}}$), en consecuencia es posible deducir la rigidez elástica efectiva (EI_e) a partir de la siguiente expresión.

$$EI_e = \frac{V_{\text{max}} \cdot L^2 \cdot L_s}{16 \cdot \delta_{y,e}} \left(1 - \frac{4}{3} \frac{L_s^2}{L^2} \right) \quad 8.1$$

En el caso de que no se conozca la cuantía y la distribución de la armadura longitudinal, la rigidez elástica efectiva puede deducirse a partir de la rigidez del hormigón.

$$EI_e = \alpha_{ed} \cdot E_c I_c \quad 8.2$$

donde:

E_c es el módulo de deformación del hormigón igual a $22000 \cdot (f_c/10)^{0.3}$ en MPa conforme a la propuesta del EC-2 (2004) [57], siendo f_c la resistencia del hormigón en MPa,

I_c es el momento de inercia de la sección bruta,

α_{ed} factor de rigidez elástica efectiva de diseño.

En caso contrario, si se conoce la distribución y cuantía de armadura longitudinal, la rigidez elástica efectiva puede deducirse a partir de la siguiente expresión:

$$EI_e = \alpha_{ec} E_c I_c + E_s I_s \quad 8.3$$

donde:

E_s es el módulo de deformación de la armadura longitudinal igual a 200000 MPa,

I_s es el momento de inercia de las armaduras,

α_e factor de rigidez elástica efectiva de comprobación.

En consecuencia, a partir de los resultados provenientes de la simulación numérica es posible deducir los factores de rigidez elástico efectivo (de diseño o de comprobación).

$$\alpha_{ed} = \frac{(EI_e)_{SN}}{E_c I_c} \quad 8.4$$

$$\alpha_{ec} = \frac{(EI_e)_{SN} - E_s \cdot I_s}{E_c \cdot I_c} \quad 8.5$$

donde:

$(EI_e)_{SN}$ es la rigidez elástica efectiva obtenida mediante la simulación numérica.

8.1.2. Factor de rigidez elástica efectiva de diseño α_{ed}

La expresión para el cálculo del factor de rigidez elástica efectiva de diseño (α_{ed}) se deduce a partir de la rigidez elástica efectiva de los soportes obtenida a partir del análisis del estudio paramétrico $(EI_e)_{SN}$ obtenido mediante el modelo numérico. Dicha expresión se deduce a partir de la Ec. 8.4 conocida la rigidez de la sección bruta de hormigón.

En la Figura 8.2 se muestra la relación de α_{ed} con respecto al nivel de axil reducido en función de: la esbeltez a cortante (a), del confinamiento efectivo de la armadura transversal (b), de la cuantía de armadura longitudinal (c), de la relación entre el recubrimiento y el canto útil de la pieza (d), de la resistencia a compresión del hormigón (e) y de la cuantía volumétrica de fibras de acero (f).

Tal y como se puede observar, el factor α_{ed} depende de forma significativa del nivel de axil, de la esbeltez del soporte, y de la cuantía de armadura longitudinal, y de forma ligeramente significativa de la resistencia del hormigón. Sin embargo no depende del nivel de confinamiento efectivo de la armadura transversal, de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la sección y de la cuantía volumétrica de fibras.

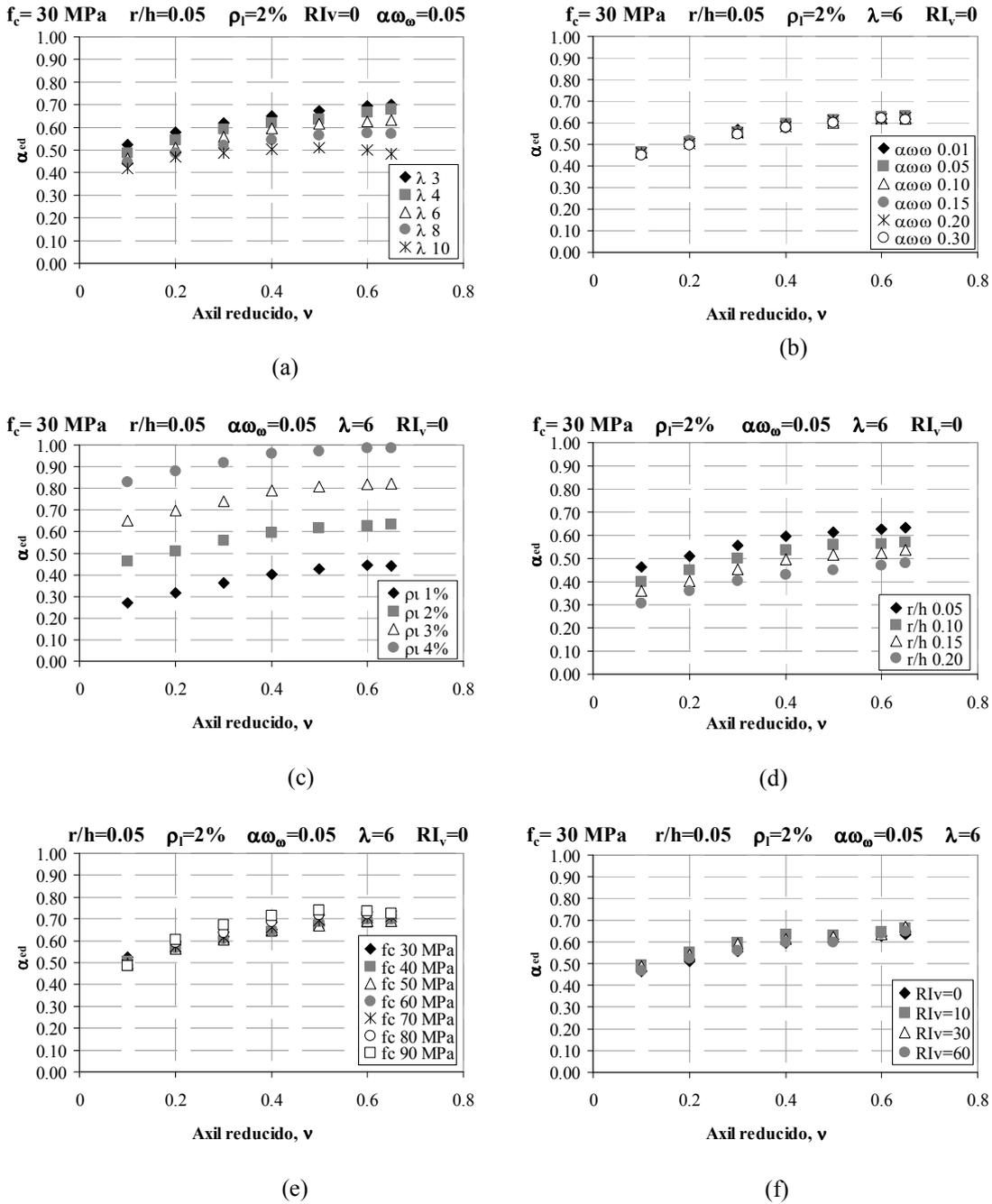


Figura 8.2 Relación del factor α_{ed} y nivel de axil reducido para: (a) Soportes con distinta esbeltez, (b) Soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal, (c) Soporte con distinta cuantía de armadura longitudinal, d) Soportes con distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza, e) Soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón y f) Soportes con distinta cuantía volumétrica de fibras de acero.

En la Figura 8.3 (a) se comparan soportes de hormigón de 30 MPa para distintos niveles de axil reducido y esbeltez a cortante; y se puede observar como el soporte cambia de rigidez debido al nivel de axil reducido, éste comportamiento se puede

observar en la figura Figura 8.3 (a), el cual se compara la rigidez de soportes para una esbeltez, y se puede observar que la rigidez elástica efectiva tiende a aumentar con el nivel de axil reducido, es decir, el soporte se vuelve mucho más rígido y menos deformable, al aumentar el nivel de axil reducido de 0.1 a 0.65.

Por otro lado en la Figura 8.3 (b), se comparan soportes para una resistencia a compresión del hormigón y distintas esbelteces, y se registra que para soportes menor esbeltos, la rigidez del soporte es mucho mayor.

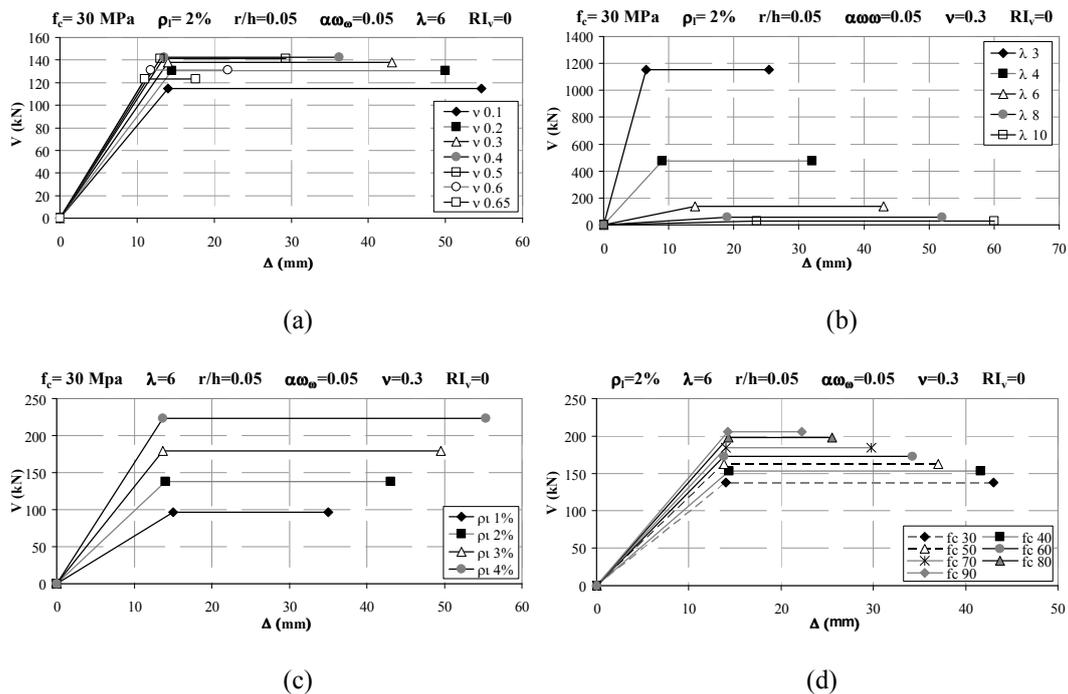


Figura 8.3 *Envoltentes de respuesta numérica carga-desplazamiento idealizadas, para a) Distinto nivel de axil reducido, b) Distinta esbelteza a cortante, c) Distinta cuantía de armadura longitudinal y d) Distinta resistencia a compresión del hormigón.*

En la Figura 8.3 (c) se comparan soportes para distintos niveles de cuantía de armadura longitudinal y como ésta influye en la rigidez elástica efectiva, en la Figura 8.3 (c) se puede observar para un mismo nivel de axil reducido y variando la cuantía de armadura, la rigidez del soporte es mucho mayor para niveles altos de cuantía de armadura longitudinal, influyendo también en una mayor capacidad resistente y de deformación.

En la Figura 8.3 (e) se comparan soportes para distintos niveles de resistencia a compresión del hormigón y como ésta influye en la rigidez elástica efectiva, en la Figura 8.3 (d) se puede observar para un mismo nivel de axil reducido y variando la

resistencia a compresión del hormigón, la rigidez del soporte es mucho mayor para soportes con mayor resistencia, de tal forma que los soportes registran una menor capacidad de deformación.

Formulación del factor de rigidez elástico efectivo de diseño

A partir de un análisis por mínimos cuadrados se propone la siguiente expresión para el cálculo del factor de rigidez elástico efectivo de diseño:

$$\alpha_{ed} = k_{1d} \cdot (\nu - 0.10) + k_{2d} \leq \alpha_{ed,m\acute{a}x} \quad \mathbf{8.6}$$

donde:

$$k_{1d} = \frac{f_c}{200} + 0.25 ; k_{2d} = -\frac{\lambda_v}{65} + 3 \cdot n_s \cdot \rho_l \cdot \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{r_{mec}}{h} \right) \right] + 0.23 ;$$

$$\alpha_{ed,m\acute{a}x} = -\frac{\lambda_v}{40} + \frac{f_c}{600} + 3 \cdot n_s \cdot \rho_l \cdot \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{r_{mec}}{h} \right) \right] + 0.35$$

siendo,

f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón en MPa,

λ_v es la esbeltez a cortante del soporte,

ν es el axil reducido,

ρ_l es la cuantía geométrica de armadura longitudinal en tanto por uno,

r_{mec}/h es el recubrimiento relativo de la sección, r_{mec} es el recubrimiento mecánico y h el canto de la sección,

n_s es el coeficiente de equivalencia del acero igual a E_s/E_{cm} , donde E_s es el módulo de deformación del acero y E_{cm} el módulo de deformación del hormigón igual a $22000(f_c/10)^{0.3}$ en MPa.

8.1.3. Factor de rigidez elástico efectivo de comprobación α_{ec}

La expresión para el cálculo del factor de la rigidez elástico efectivo de comprobación α_{ec} , se deduce a partir del cálculo de la rigidez elástica efectiva del soporte obtenido mediante la simulación numérica, conocida la rigidez de la armadura longitudinal $E_s I_s$, y de la sección bruta de hormigón $E_c I_c$ (Ec. 8.8).

$$\alpha_{ec} = \frac{(EI_e)_s - E_s I_s}{E_c I_c} \quad 8.7$$

En la Figura 8.4 se muestra la relación de α_{ec} con respecto al nivel de axil reducido en función de: la esbeltez a cortante (a), del confinamiento efectivo de la armadura transversal (b), de la cuantía de armadura longitudinal (c), de la relación entre el recubrimiento y el canto útil de la pieza (d), de la resistencia a compresión del hormigón (e) y de la cuantía volumétrica de fibras de acero (f).

Tal y como se puede observar, el factor α_{ec} depende de forma significativa del nivel de axil, de la esbeltez del soporte, de la cuantía de armadura longitudinal, de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la sección y de la resistencia del hormigón; sin embargo no depende del nivel de confinamiento efectivo de la armadura transversal y de la cuantía volumétrica de fibras.

La Figura 8.4 (a) que representa un grupo de soportes de resistencia a compresión de 30 MPa con distintas esbelteces y variando el nivel de axil reducido. Todos muestran un incremento del factor de rigidez de la pieza a medida que aumenta de nivel de axil reducido y disminuye la esbeltez. En la Figura 8.4 (b) se observa como el factor de rigidez no depende del nivel de confinamiento efectivo $\alpha\omega_w$. Por otro lado, la Figura 8.4 (c) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características del grupo anterior para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía de armadura longitudinal; se puede observar que la rigidez es mayor para mayores cuantías de armadura y con niveles altos de axil reducido. En la Figura 8.4 (d) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza, y se puede observar que el factor de la rigidez no depende de la relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza. En la Figura 8.4 (e) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta resistencia a compresión del hormigón y se puede observar que la rigidez aumenta conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y el nivel de axil reducido. Y por último la Figura 8.4 (f) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía volumétrica de fibras metálicas y se puede observar que el factor de la rigidez no depende de la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón.

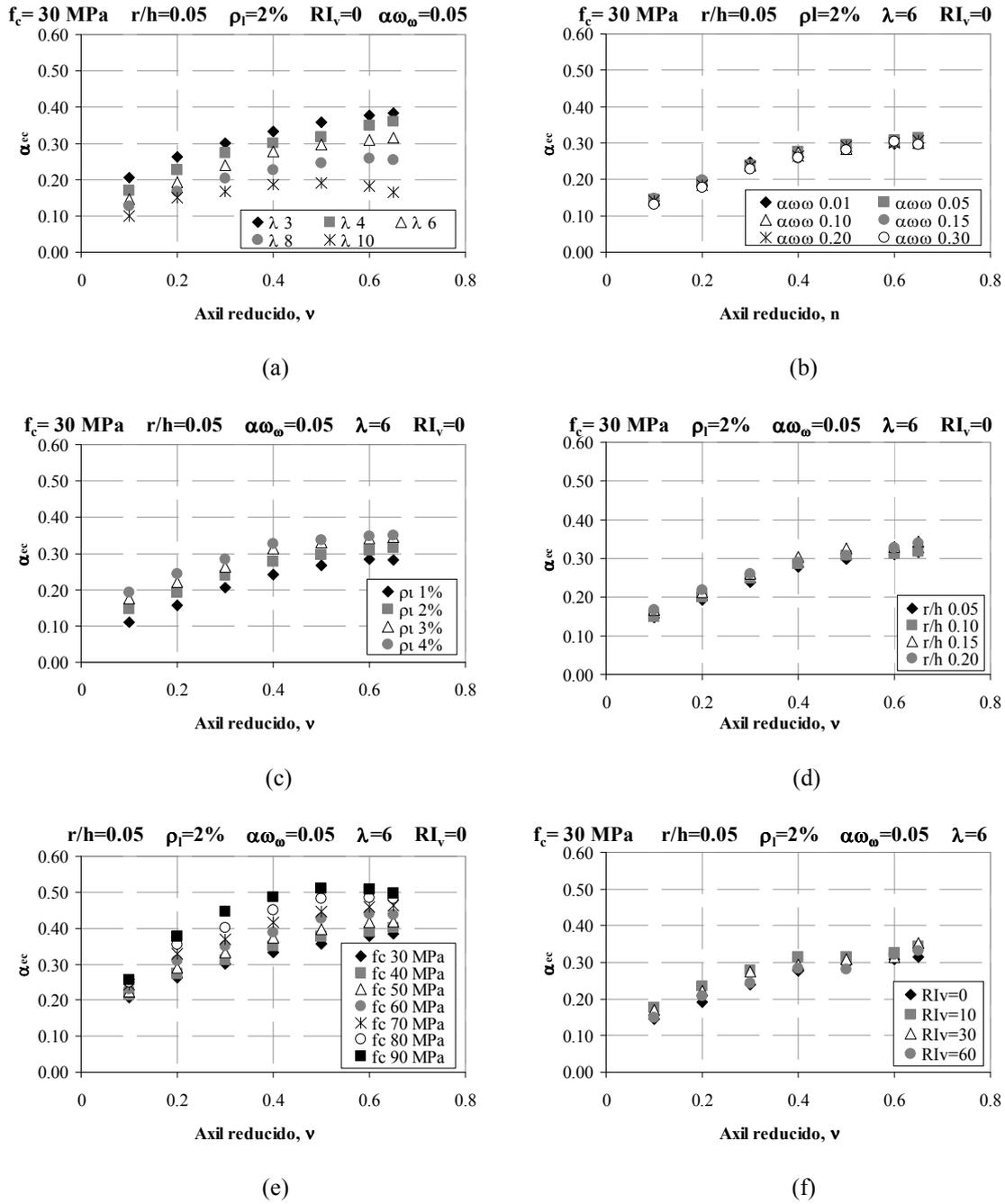


Figura 8.4 Relación del factor α_{ec} y nivel de axil reducido para: (a) Soportes con distinta esbeltez, (b) Soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal, (c) Soporte con distinta cuantía de armadura longitudinal, d) Soportes con distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza, e) Soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón y f) Soportes con distinta cuantía volumétrica de fibras de acero.

Formulación del factor de rigidez efectivo de comprobación

A partir de un análisis por mínimos cuadrados se propone la expresión para el cálculo del factor de rigidez elástico efectivo de comprobación para una cuantía ρ_l igual al 2%.

$$\alpha_{ec} = k_{1c}(\nu - 0.10) + k_{2c} \leq \alpha_{ec,m\acute{a}x} \quad 8.8$$

siendo,

$$k_{1c} = \frac{f_c}{200} + 0.25; \quad k_{2c} = -\frac{\lambda_v}{60} + \frac{f_c}{1000} + 3.5 \cdot \rho_l + 0.15;$$

$$\alpha_{ec,m\acute{a}x} = -\frac{\lambda_v}{40} + \frac{f_c}{300} + 3.5 \cdot \rho_l + 0.25$$

donde,

- ν es el axil reducido,
- f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón en MPa,
- λ_v es la esbeltez a cortante del soporte,
- ρ_l es la cuantía de armadura longitudinal en tanto por uno.

En la Figura 8.5 se muestra la rigidez elástica efectiva de diseño α_{ed} y la rigidez elástica efectiva de comprobación α_{ec} obtenida en la simulación numérica; y el método simplificado propuesto (en línea continua) para: a) un grupo soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, con una esbeltez de 6 y distinta cuantía de armadura longitudinal, y b) un grupo soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, con una esbeltez de 6 y distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza.

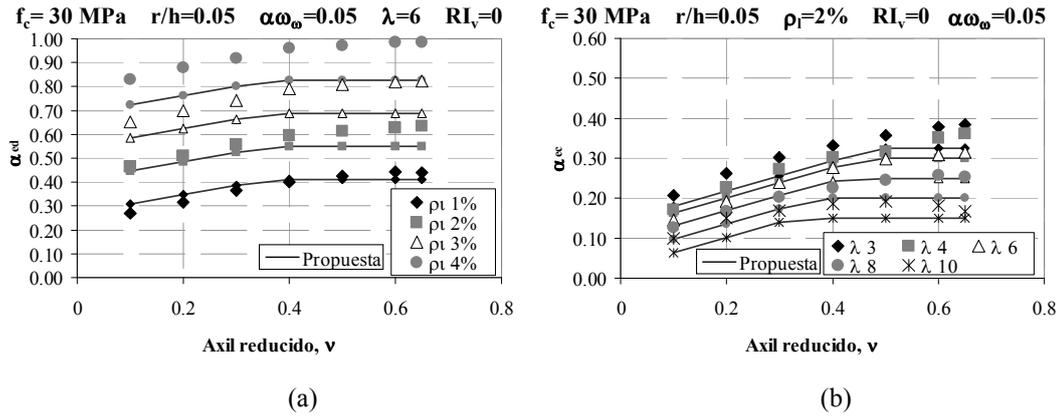


Figura 8.5 Relación del factor α_{ed} y α_{ec} y la propuesta del método simplificado para soportes con distinto nivel de axil reducido, a) Distinta cuantía de armadura longitudinal y b) Distinta esbeltez a cortante.

8.2. Evaluación de la rigidez última (EI_u) en soportes de hormigón armado de sección rectangular

8.2.1. Metodología

Según Barrera (2012) [23], el desplazamiento último de un elemento sometido a esfuerzo de compresión N y una carga lateral puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_u = \delta_{ns} \cdot \delta_{u1} \tag{8.9}$$

donde:

δ_{u1} es el desplazamiento del soporte en teoría de primer orden,

δ_{ns} es el factor de amplificación que tiene en cuenta los efectos de segundo orden igual a:

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \geq 1 \tag{8.10}$$

siendo N el axil aplicado en el soporte, N_{cr} el axil crítico del soporte y es igual a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_u}{l_p^2}$$

donde:

EI_u es la rigidez última del soporte,

l_p es la longitud de pandeo igual a dos veces L_s para el soporte biarticulado, visto en la Figura 8.1.

Para un soporte biarticulado sometido a un axil constante y una carga lateral V_u el desplazamiento último en teoría de primer orden (Figura 8.1) se obtiene como:

$$\delta_{u1} = \frac{V_u \cdot L^2 \cdot L_s}{16 \cdot EI_u} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L^2} \right) = \frac{0.8V_{m\acute{a}x} \cdot L^2 \cdot L_s}{16 \cdot EI_u} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L^2} \right) \quad 8.11$$

Y conocido el desplazamiento último δ_u y la carga máxima $V_{m\acute{a}x}$ a partir de los resultados de la simulación numérica, y aproximando la carga última V_u al 80% de la carga máxima $V_{m\acute{a}x}$; es posible deducir a partir de la Ec. 8.11 a Ec. 8.13 la rigidez última del soporte:

$$EI_u = \frac{\eta \cdot \gamma + \delta_{u1} \cdot N}{\gamma \cdot \delta_{u1}} \quad 8.12$$

donde:

$$\gamma = \pi^2 / (2 \cdot L_s^2); \quad \eta = \frac{0.80 \cdot V_{max} \cdot L^2 \cdot L_s}{16} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L^2} \right)$$

Igualmente, en el caso de que no se conozca la cuantía y distribución de armadura longitudinal la rigidez última puede deducirse a partir de la rigidez del hormigón.

$$EI_u = \alpha_{ud} \cdot E_c I_c \quad 8.13$$

donde,

E_c es el módulo de deformación del hormigón igual a $22000 \cdot (f_c/10)^{0.30}$ en MPa conforme a la propuesta del EC-2 (2004) [57] siendo f_c la resistencia a compresión simple del hormigón en MPa.

I_c es el momento de inercia de la sección bruta

α_{ud} es el factor de rigidez último de diseño

En caso contrario, si se conoce la distribución y cuantía de armadura longitudinal la rigidez última puede deducirse a partir de la siguiente expresión.

$$EI_u = \alpha_{uc} \cdot E_c I_c + E_s I_s \quad 8.14$$

donde,

E_s es el módulo de deformación de la armadura longitudinal igual a 200000 MPa,

I_s es el momento de inercia de las armaduras,

α_{uc} es el factor de rigidez último de comprobación.

En consecuencia, a partir de los resultados provenientes de la simulación numérica es posible decir el factor de rigidez último:

$$\alpha_{ud} = \frac{(EI_u)_{SN}}{E_c \cdot I_c} \quad 8.15$$

$$\alpha_{uc} = \frac{(EI_u)_{SN} - E_s \cdot I_s}{E_c \cdot I_c} \quad 8.16$$

donde:

$(EI_u)_{SN}$ es la rigidez última obtenida mediante la simulación numérica-

8.2.2. Factor de rigidez último de diseño α_{ud}

La expresión para el cálculo del factor de la rigidez último de diseño α_{ud} se deduce a partir del cálculo de la rigidez última del soporte EI_u mediante la simulación numérica.

En la Figura 8.6 se muestra la relación de α_{ud} con respecto al nivel de axil reducido en función de: la esbeltez a cortante (a), del confinamiento efectivo de la armadura transversal (b), de la cuantía de armadura longitudinal (c), de la relación entre el recubrimiento y el canto útil de la pieza (d), de la resistencia a compresión del hormigón (e) y de la cuantía volumétrica de fibras de acero (f).

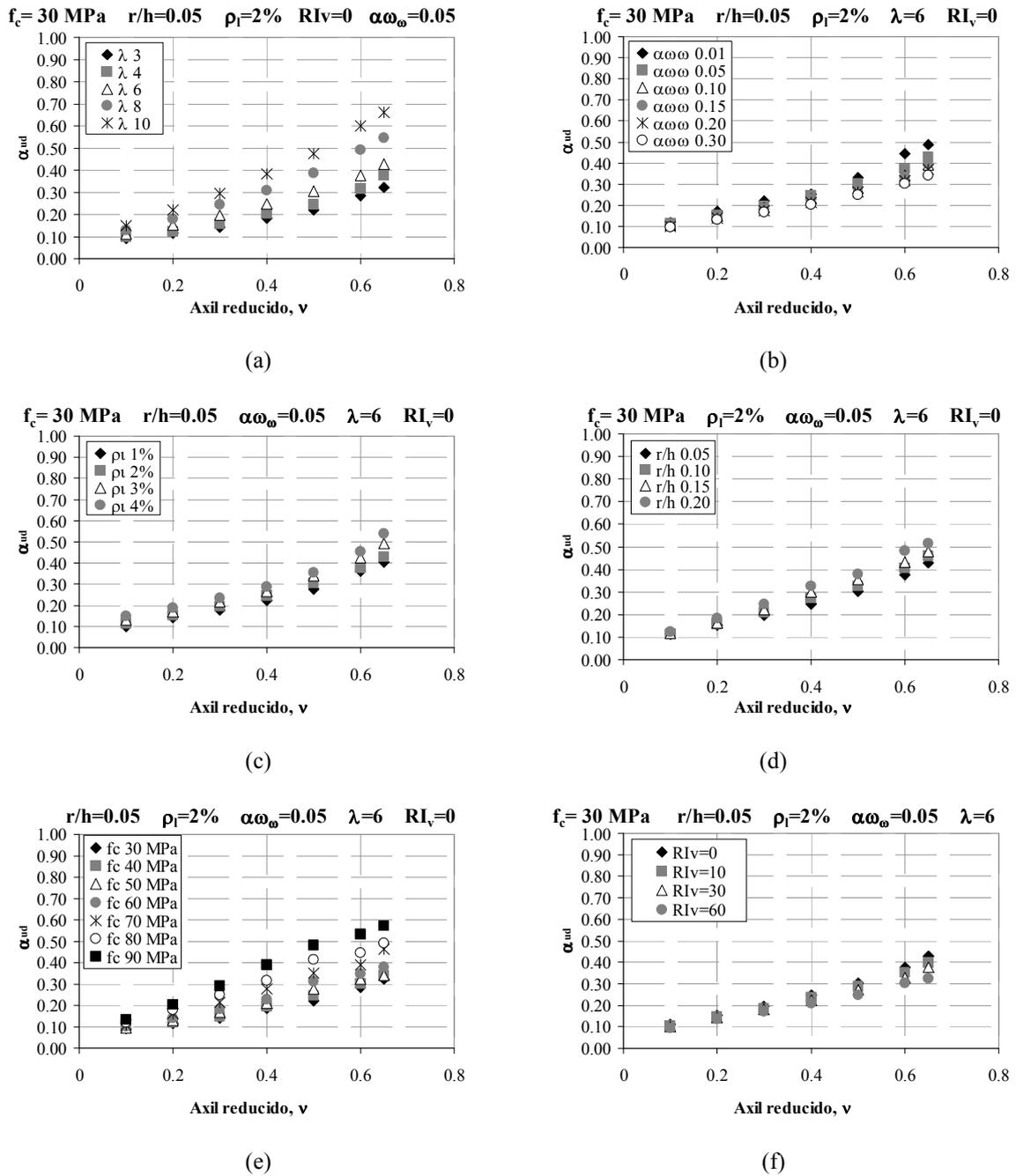


Figura 8.6 Relación del factor α_{ud} y nivel de axil reducido para: (a) Soportes con distinta esbeltez, (b) Soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal, (c) Soporte con distinta cuantía de armadura longitudinal, d) Soportes con distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza, e) Soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón y f) Soportes con distinta cuantía volumétrica de fibras de acero.

Tal y como se puede observar, el factor α_{ud} depende de forma significativa del nivel de axil, de la esbeltez del soporte, del nivel de confinamiento efectivo de la armadura transversal, de la resistencia a compresión del hormigón y de la cuantía volumétrica de fibras de acero; sin embargo no depende de forma significativa de la cuantía de armadura longitudinal y de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la sección.

La Figura 8.6 (a) representa un grupo de soportes de resistencia a compresión de 30 MPa con distintas esbelteces y nivel de axil reducido, en el cual todos muestran un incremento de la rigidez última de diseño en la pieza a medida que aumenta de nivel de axil reducido y aumenta la esbeltez a cortante. Por otro lado, la Figura 8.6 (b) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características del grupo anterior para una esbeltez a cortante de 6 y distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal, se puede observar que la rigidez última de diseño es mayor para un menor confinamiento efectivo y para niveles altos de axil reducido. Continuando con la Figura 8.6 (c) que corresponde con un grupo de soportes con las mismas características del grupo anterior para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía de armadura longitudinal, se puede observar que la rigidez última de diseño es mayor para una mayor cuantía de armadura longitudinal. En la Figura 8.6 (d) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características del grupo anterior para una esbeltez a cortante de 6 y distinta relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, se puede observar que la rigidez última de diseño es mayor para una mayor relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza. En la Figura 8.6 (e) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta resistencia a compresión del hormigón y se puede observar que la rigidez última de diseño aumenta conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y el nivel de axil reducido. Y por último, en la Figura 8.6 (f) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía volumétrica de fibras de acero, y se puede observar que la rigidez última de diseño aumenta conforme menor es la cuantía volumétrica de fibras de acero y para mayores niveles de axil reducido.

Formulación del factor de rigidez último de diseño

A partir de los resultados provenientes de la simulación numérica y mediante una aproximación por mínimos cuadrados se propone la siguiente expresión:

$$\alpha_u = m_{1d} \cdot \nu + 0.05 \quad 8.17$$

siendo

$$m_{1d} = \frac{\lambda_v}{13} + n_{1d} \cdot f_c - 0.25 \quad 8.18$$

$$n_{1d} = \frac{225 - 400 \cdot \alpha\omega_\omega - RI_v}{20000} \quad 8.19$$

donde:

- v es el axil reducido del soporte,
- λ_v es la esbeltez a cortante de soporte,
- f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón en MPa,
- $\alpha\omega_\omega$ es el confinamiento efectivo de la armadura transversal,
- RI_v es el índice de cuantía volumétrica de las fibras de acero.

8.2.3. Factor de rigidez último de comprobación α_{uc}

En la Figura 8.7 se muestra la relación de α_{uc} con respecto al nivel de axil reducido en función de: la esbeltez a cortante (a), del confinamiento efectivo de la armadura transversal (b), de la cuantía de armadura longitudinal (c), de la relación entre el recubrimiento y el canto útil de la pieza (d), de la resistencia a compresión del hormigón (e) y de la cuantía volumétrica de fibras de acero (f).

Tal y como se puede observar, el factor α_{uc} depende de forma significativa del nivel de axil, de la esbeltez del soporte, del nivel de confinamiento efectivo de la armadura transversal, de la cuantía de armadura longitudinal, de la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la sección, de la resistencia a compresión del hormigón y de la cuantía volumétrica de fibras de acero.

Los valores negativos de α_{uc} es debido a que la rigidez $E_s \cdot I_s$ no se ha reducido, debido a que el acero está plastificado en situación última y en consecuencia la sobre estimación de este término da lugar a factores de α_u negativos.

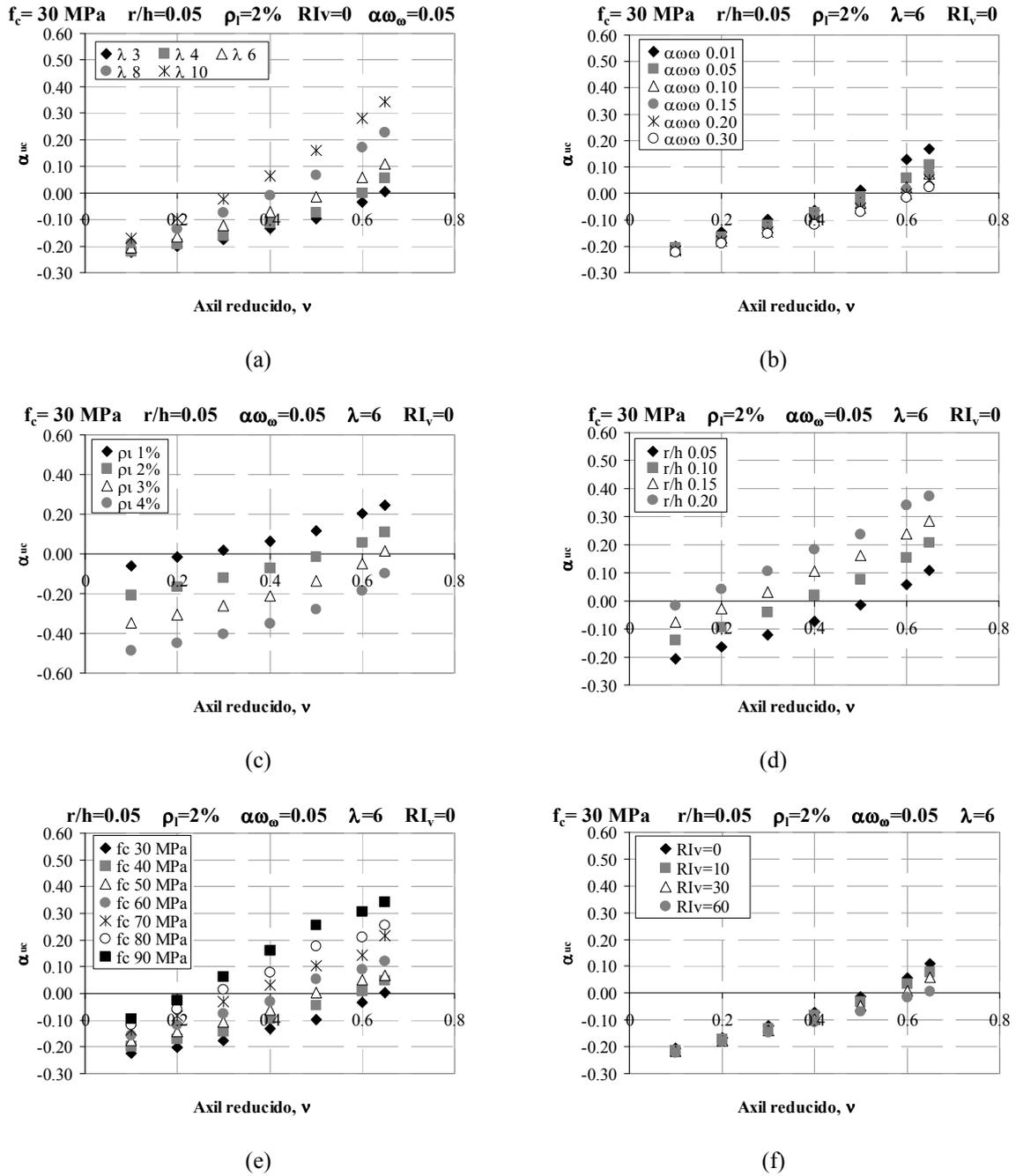


Figura 8.7 Relación del factor α_{uc} y nivel de axil reducido para: (a) Soportes con distinta esbeltez, (b) Soportes con distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal, (c) Soporte con distinta cuantía de armadura longitudinal, d) Soportes con distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza, e) Soportes con distinta resistencia a compresión del hormigón y f) Soportes con distinta cuantía volumétrica de fibras de acero.

La Figura 8.7 (a) que representa un grupo de soportes de resistencia a compresión de 30 MPa con distintas esbelteces y variando el nivel de axil reducido. Todos muestran un incremento de la rigidez última de comprobación en la pieza a medida que aumenta

de nivel de axil reducido y aumenta la esbeltez. Por otro lado, la Figura 8.6 (b) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características del grupo anterior para una esbeltez a cortante de 6 y distinto confinamiento efectivo de la armadura transversal; se puede observar que la rigidez última de comprobación es mayor para un menor confinamiento efectivo y para niveles altos de axil reducido. En la Figura 8.6 (c) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía de armadura longitudinal y se puede observar que la rigidez última de comprobación tiende a aumentar para niveles mínimos de cuantía de armadura longitudinal y para niveles altos de axil reducido. En la Figura 8.6 (d) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta relación entre el recubrimiento y el canto útil de la sección y se puede observar que la rigidez última de comprobación aumenta a medida que el soporte tiene una mayor relación entre el recubrimiento y el canto útil de la pieza y para mayores niveles de axil reducido. En la Figura 8.6 (e) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta resistencia a compresión del hormigón y se puede observar que la rigidez última de comprobación aumenta conforme aumenta la resistencia a compresión del hormigón y el nivel de axil reducido. Y por último, en la Figura 8.6 (f) corresponde con un grupo de soportes con las mismas características anteriores para una esbeltez a cortante de 6 y distinta cuantía volumétrica de fibras de acero, y se puede observar que la rigidez última de comprobación aumenta conforme menor es la cuantía volumétrica de fibras de acero y para mayores niveles de axil reducido.

Formulación del factor de rigidez último de comprobación

A partir de los resultados provenientes de la simulación numérica y mediante una aproximación por mínimos cuadrados se propone la siguiente expresión:

$$\alpha_{uc} = m_{1c} \cdot \nu + m_{2c} \tag{8.20}$$

siendo,

$$m_{1c} = \frac{\lambda_v}{13} + n_{1c} \cdot f_c - 0.25; \quad n_{1c} = \frac{210 - 400 \cdot \alpha \omega_\omega - RI_v}{20000} \tag{8.21}$$

$$m_{2c} = \frac{f_c}{400} - 12.5 \cdot \rho_l + 1.3 \cdot r/h - 0.165 \tag{8.22}$$

donde,

v es el axil reducido del soporte,

λ_v es la esbeltez a cortante de soporte,

f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón en MPa,

$\alpha\omega_\omega$ es el confinamiento efectivo de la armadura transversal,

RI_v es el índice de cuantía volumétrica de las fibras de acero,

r/h recubrimiento mecánico relativo de la armadura longitudinal.

En la Figura 8.8 se muestra la rigidez última de diseño α_{ud} y la rigidez última de comprobación α_{uc} obtenida en la simulación numérica y el método simplificado propuesto (líneas continuas) para: a) un grupo soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, y distinta esbeltez a cortante, y b) un grupo soportes con una esbeltez de 6 y distinta resistencia a compresión del hormigón.

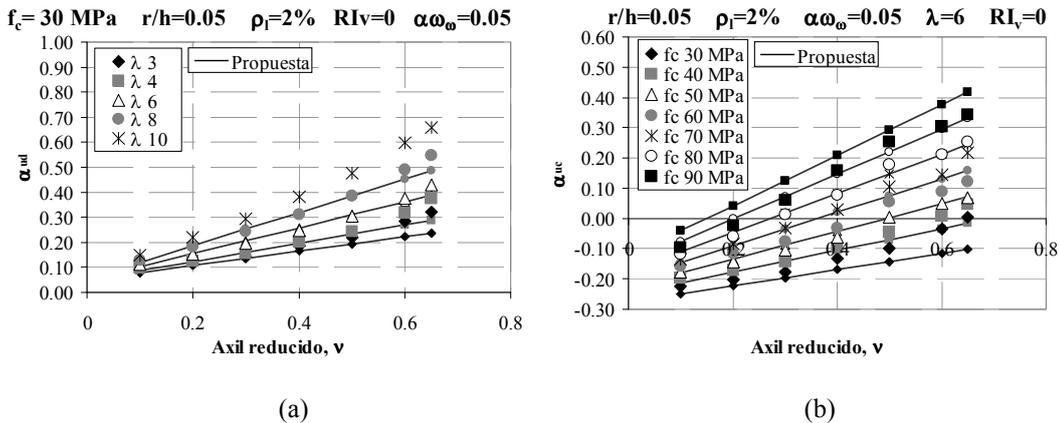


Figura 8.8 Relación del factor α_{ud} y α_{uc} y la propuesta del método simplificado para soportes con distinto nivel de axil reducido, a) Distinta esbeltez a cortante y b) Distinta resistencia del hormigón.

8.3. Evaluación de la ductilidad en desplazamientos

La ductilidad en desplazamientos μ_Δ se obtiene como cociente entre el desplazamiento último δ_u y el desplazamiento elástico efectivo $\delta_{y,e}$, en consecuencia a partir de las expresiones propuestas de la rigidez elástica efectiva EI_e y última EI_u es posible deducir la ductilidad en desplazamientos.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_{y,e}} = \frac{0.8 \cdot EI_e}{EI_u} \cdot \delta_{ns} \quad 8.23$$

$$\delta_{y,e} = \frac{V_{max} L^2 L_s}{16EI_e} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L^2} \right) \quad 8.24$$

$$\delta_u = \Delta_{u1} \cdot \delta_{ns} = \frac{0.8V_{max} L^2 L_s}{16 \cdot EI_u} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L^2} \right) \quad 8.25$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \geq 1 \quad 8.26$$

donde,

δ_{ns} es el factor de amplificación,

N_{cr} es el axil crítico del soporte, $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI_u}{l_p^2}$

l_p es la longitud de pandeo del soporte,

N es el esfuerzo axil aplicado en el soporte,

EI_e es la rigidez elástica efectiva igual a:

- Para diseño $EI_e = \alpha_{ed} \cdot E_c I_c$ (α_{ed} ver ecuación 8.2)
- Para comprobación $EI_e = \alpha_{ec} \cdot E_c I_c + E_s I_s$ (α_{ec} ver ecuación 8.3)

EI_u es la rigidez última del soporte igual a:

- Para diseño $EI_u = \alpha_{ud} \cdot E_c I_c$ (α_{ud} ver ecuación 8.15)
- Para comprobación $EI_u = \alpha_{uc} \cdot E_c I_c + E_s I_s$ (α_{uc} ver ecuación 8.16)

Como puede observarse, la expresión de la ductilidad en desplazamientos μ_{Δ} (Ec. 8.22) depende de las características mecánicas y geométricas del soporte y del nivel de axil aplicado (N) y es independiente de la carga lateral aplicada (V).

En la Figura 8.9 se muestra la ductilidad en desplazamiento de diseño $\mu_{\Delta d}$ y la ductilidad en desplazamiento de comprobación $\mu_{\Delta c}$ obtenida en la simulación numérica y el método simplificado propuesto (en línea continua) para: a) un grupo soportes de resistencia a compresión del hormigón de 30 MPa, y distinta esbeltez a cortante, y b) un

grupo soportes con una esbeltez de 6 y distinta relación entre el recubrimiento y el canto útil de la sección.

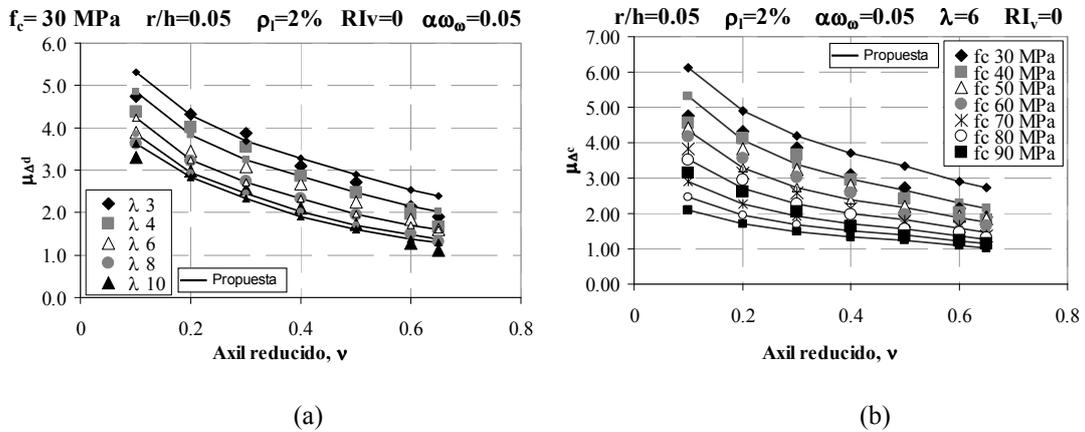


Figura 8.9 Relación del factor $\mu_{\Delta d}$ y $\mu_{\Delta c}$ y la propuesta del método simplificado para soportes con distinto nivel de axil reducido, a) Distinta esbeltez a cortante y b) Distinta relación entre el recubrimiento y el canto de la pieza.

8.4. Evaluación del error

La metodología propuesta ha sido analizada y comprobada con soportes de sección rectangular fabricados con hormigón normal y de alta resistencia, con o sin fibras metálicas en la masa del hormigón y consta de:

- El estudio paramétrico ha sido descrito en el capítulo anterior y está compuesto por 951 simulaciones numéricas ejecutadas con el programa OPENSEES.
- Con 25 ensayos experimentales propios y 54 ensayos experimentales de otros autores.
- Para la verificación del método simplificado, se han añadido 61 ensayos experimentales de otros autores.

8.4.1. Comparación de los modelos propuestos con los resultados obtenidos en la simulación numérica

Los métodos propuestos son verificados con los 951 ensayos numéricos ejecutados en el programa de análisis no lineal OPENSEES. Las variables analizadas y comparadas en la verificación son: desplazamiento elástico efectivo (δ'_y), desplazamiento último

(δ_u), rigidez elástica efectiva (EI_e), rigidez última (EI_u) y ductilidad en desplazamiento (μ_Δ).

La comprobación de los resultados se ha expresado con los métodos simplificados existentes (Panagiotakos y Fardis (2001) [119], EC-8 (2004) [58], Kumar y Singh (2010) [83], Fema 356 (2000) [64], ASCE 41-S1 (2007) [9], Paulay y Priestley (1992) [122]; así como también con métodos empíricos según Biskinis (2004) [34] y EC-8 (2004) [58]) y el método propuesto y se han mostrado mediante las siguientes variables estadísticas: el error medio (ξ) que es obtenido mediante el cociente entre el valor numérico obtenido del análisis paramétrico y el valor obtenido de la propuesta, el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% ($P_{0.05}$) y el percentil del 95% ($P_{0.95}$).

En la Tabla 8.2 se muestran los resultados obtenidos para los 951 ensayos numéricos correspondientes con el estudio paramétrico, respecto a la propuesta de diseño y a la propuesta de comprobación con las variables descritas anteriormente.

Tabla 8.2 Grado de precisión para las variables δ'_y , EI_e , δ_u y EI_u respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec})

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|-------------|--|--------|------|------------|------------|--------------|------|------------|------------|
| | | ξ | C.V. | $P_{0.05}$ | $P_{0.95}$ | ξ | C.V. | $P_{0.05}$ | $P_{0.95}$ |
| δ'_y | $\xi = \delta'_{y_num} / \delta'_{y_prop}$ | 1.03 | 0.06 | 0.94 | 1.11 | 1.00 | 0.13 | 0.78 | 1.20 |
| EI_e | $\xi = EI_{e_num} / EI_{e_prop}$ | 1.03 | 0.06 | 0.94 | 1.11 | 1.00 | 0.07 | 0.86 | 1.09 |
| δ_u | $\xi = \delta_{u_num} / \delta_{u_prop}$ | 1.02 | 0.12 | 0.85 | 1.26 | 1.06 | 0.18 | 0.00 | 2.08 |
| EI_u | $\xi = EI_{u_num} / EI_{u_prop}$ | 1.02 | 0.12 | 0.85 | 1.26 | 1.01 | 0.14 | 0.79 | 1.25 |

Según los resultados obtenidos para el grado de precisión de las variables señaladas en la Tabla 8.2, se puede resumir lo siguiente:

- La propuesta para el desplazamiento elástico efectivo y la rigidez muestran valores muy cercano a la unidad con un coeficientes de variación muy pequeño para ambos valores, dando como resultado aceptable y del lado de la seguridad.
- Cabe resaltar que para el desplazamiento último y la rigidez última el método propuesto presenta una mayor dispersión de resultados comparados con el método propuesto para el desplazamiento elástico efectivo y la rigidez elástica efectiva.

Por otra parte, en la Tabla 8.3 se muestra el grado de precisión para el factor de ductilidad en desplazamiento; y se puede observar que la propuesta se encuentra con

valores por debajo y cercano a la unidad y del lado de la seguridad, siendo la dispersión razonable.

Tabla 8.3 Grado de precisión para la ductilidad en desplazamiento (μ_{Δ}) respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec})

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|----------------|--|--------|------|-------------------|-------------------|--------------|------|-------------------|-------------------|
| | | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} |
| μ_{Δ} | $\xi = \mu_{\Delta_num} / \mu_{\Delta_prop}$ | 1.00 | 0.19 | 0.66 | 1.30 | 0.99 | 0.22 | 0.64 | 1.33 |

8.4.2. Comparación de los modelos propuestos con los resultados experimentales

Los métodos propuestos también son verificados con los ensayos experimentales propios y de otros autores. Las variables analizadas y comparadas en la verificación son: desplazamiento elástico efectivo (δ'_y), desplazamiento último (δ_u), rigidez elástica efectiva (EI_e), rigidez última (EI_u) y ductilidad en desplazamiento (μ_{Δ}).

La comprobación de los resultados se ha expresado mediante las siguientes variables estadísticas: el error medio (ξ) que es obtenido mediante el cociente entre el valor numérico obtenido del análisis paramétrico y el valor obtenido de la propuesta, el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% (P_{0.05}) y el percentil del 95% (P_{0.95}).

En la Tabla 8.4 se muestran los resultados obtenidos para los ensayos experimentales propios y en la Tabla 8.5 para los ensayos experimentales de otros autores, respecto a la propuesta de diseño y la propuesta de comprobación con las variables descritas anteriormente; y en la Tabla 8.6, se muestra el grado de precisión para el factor de ductilidad en desplazamiento para los ensayos experimentales propios y en la Tabla 8.7 para los ensayos experimentales de otros autores.

Tabla 8.4 Grado de precisión para las variables δ'_y , EI_e , δ_u y EI_u respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec}), (Propios)

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|-------------|--|--------|------|-------------------|-------------------|--------------|------|-------------------|-------------------|
| | | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} |
| δ'_y | $\xi = \delta'_{y_num} / \delta'_{y_prop}$ | 0.80 | 0.30 | 0.48 | 1.16 | 0.90 | 0.31 | 0.52 | 1.35 |
| EI_e | $\xi = EI_{e_num} / EI_{e_prop}$ | 1.36 | 0.30 | 0.86 | 2.07 | 1.27 | 0.30 | 0.75 | 1.92 |
| δ_u | $\xi = \delta_{u_num} / \delta_{u_prop}$ | 0.80 | 0.46 | 0.30 | 1.38 | 1.06 | 0.61 | 0.40 | 2.49 |
| EI_u | $\xi = EI_{u_num} / EI_{u_prop}$ | 1.49 | 0.20 | 1.01 | 1.93 | 1.49 | 0.20 | 1.01 | 1.93 |

Tabla 8.5 Grado de precisión para las variables δ'_y , EI_e , δ_u y EI_u respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec}), (Otros autores)

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|-------------|--|--------|------|-------------------|-------------------|--------------|------|-------------------|-------------------|
| | | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} |
| δ'_y | $\xi = \delta'_{y_num} / \delta'_{y_prop}$ | 1.11 | 0.36 | 0.58 | 1.98 | 0.98 | 0.39 | 0.52 | 1.74 |
| EI_e | $\xi = EI_{e_num} / EI_{e_prop}$ | 1.01 | 0.35 | 0.50 | 1.72 | 1.15 | 0.34 | 0.57 | 1.93 |
| δ_u | $\xi = \delta_{u_num} / \delta_{u_prop}$ | 1.60 | 0.44 | 0.80 | 2.94 | 1.38 | 0.49 | 0.53 | 2.71 |
| EI_u | $\xi = EI_{u_num} / EI_{u_prop}$ | 1.00 | 0.32 | 0.61 | 1.51 | 1.18 | 0.53 | 0.69 | 2.16 |

Tabla 8.6 Grado de precisión para la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec}), (Propios)

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|--------------|--|--------|------|-------------------|-------------------|--------------|------|-------------------|-------------------|
| | | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} |
| μ_Δ | $\xi = \mu_{\Delta_num} / \mu_{\Delta_prop}$ | 0.77 | 0.30 | 0.45 | 0.94 | 0.96 | 0.41 | 0.57 | 1.82 |

Tabla 8.7 Grado de precisión para la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) respecto a la rigidez de diseño (α_{ed}) y a la rigidez de comprobación (α_{ec}), (Otros autores)

| Variable | | Diseño | | | | Comprobación | | | |
|--------------|--|--------|------|-------------------|-------------------|--------------|------|-------------------|-------------------|
| | | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} | ξ | C.V. | P _{0.05} | P _{0.95} |
| μ_Δ | $\xi = \mu_{\Delta_num} / \mu_{\Delta_prop}$ | 1.10 | 0.34 | 0.65 | 1.72 | 1.16 | 0.41 | 0.56 | 2.09 |

Según los resultados obtenidos para el grado de precisión de las variables en estudio, se puede resumir lo siguiente:

- La propuesta para el desplazamiento elástico efectivo y la rigidez muestran valores en el lado de la seguridad, valores que se reflejan por encima de la unidad con un coeficientes de variación aceptables para ambos valores, tomando en consideración que son datos obtenidos experimentalmente.
- Cabe resaltar que para el desplazamiento último y la rigidez última el método propuesto presenta una mayor dispersión de resultados, y se encuentra del lado de la seguridad.
- La ductilidad en desplazamiento muestra valores por encima de la unidad y se encuentra en el lado de la seguridad con rangos aceptables de coeficiente de variación.

8.4.3. Comparación con otros métodos respecto a los resultados numéricos

En esta sección se comparan los resultados mediante los métodos propuestos con métodos analíticos y empíricos encontrados en la bibliografía. La comparación se realiza para la rigidez efectiva, el desplazamiento elástico efectivo, el desplazamiento último y la ductilidad en desplazamiento.

8.4.3.1. Evaluación de la rigidez efectiva

La rigidez efectiva compara los resultados obtenidos en el modelo numérico con respecto a las distintas propuestas de los métodos simplificados por los autores y códigos de diseño. A continuación se muestran las propuestas encontradas en la bibliografía técnica y en la Tabla 8.8, los resultados obtenidos de cada uno de ellos:

Panagiotakos y Fardis (2001) [119]:

Proponen una expresión de la rigidez efectiva (EI_e) (Ec. 8.29), el cual está en función del momento elástico (M_y), utiliza además la distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo (L_s) y el valor de la deriva elástica (θ_y). Para éste último parámetro proponen también una expresión (Ec. 8.30), el cual consta de tres términos; el primero se refiere a la plastificación teórica por flexión, el segundo término es una constante que contribuye a la distorsión por cortante, y el último término se refiere a la rotación en el extremo fijo debido al deslizamiento de la armadura, el cual depende directamente del efecto de la adherencia.

$$EI_e = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad 8.27$$

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25\varepsilon_y d_b f_y}{(d - d')\sqrt{f_c}} \quad 8.28$$

donde:

- φ_y curvatura elástica,
- ε_y deformación para el límite elástico del acero, $\varepsilon_y = f_y / E_s$,
- f_y límite elástico del acero,
- d canto útil de la sección transversal,
- d' recubrimiento mecánico de la armadura comprimida,

- f_c resistencia a compresión del hormigón,
 d_b diámetro de la armadura longitudinal,
 α_{sl} coeficiente igual a 1 si se desliza la armadura longitudinal en la zona de anclaje en las secciones cercanas al apoyo, y 0 si esto no es posible.

Eurocódigo 8[58]:

El código sugiere la expresión para el cálculo de la rigidez efectiva (EI_e) propuesto por Panagiotakos y Fardis (2001) [119] (Ec. 8.34), el cual está en función del momento elástico (M_y), de la distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo (L_s) y el valor de la deriva elástica (θ_y). Para éste último parámetro, el código sugiere dos expresiones (Ec. 8.35 y Ec. 8.36), el cual en el último término depende directamente del efecto de la adherencia de la armadura en la zona de anclaje.

$$EI_e = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad 8.29$$

$$\theta_{y1} = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad 8.30$$

$$\theta_{y2} = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad 8.31$$

donde:

- φ_y curvatura elástica de la sección,
 $a_v z$ modificación del diagrama de momentos debido a las fisuras inclinadas (EC-2 sección 9.2.1.3),
 z brazo mecánico de la sección,
 L_v distancia entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo,
 a_v es igual a 1.0 si se espera que la fisuración de cortante anteceda la flexión elástica en la sección. Cuando el momento elástico de la sección exceda L_v veces la resistencia de cortante del elemento, sin considerar la armadura de cortante $V_{R,C}$. Es decir, si $M_y < L_v V_{R,C}$ entonces $a_v = 0$.
 $V_{R,C}$ resistencia a cortante sin considerar la armadura calculada conforme EC-2 (2004) [57] sección 6.2.2 (1),

- f_y límite elástico del acero,
- f_c resistencia a compresión del hormigón,
- ε_y deformación elástica del acero $\varepsilon_y = f_y / E_s$,
- d altura efectiva de la sección,
- d' recubrimiento mecánico de la armadura en compresión,
- d_{bl} diámetro medio de la armadura de tracción.

Kumar y Singh (2010) [83]:

Los autores proponen dos condiciones para el cálculo del factor de la rigidez, una expresión para la resistencia del hormigón convencional y otra para hormigón de alta resistencia. Cabe señalar que ambas consideraciones están en función del nivel de axil reducido y para el cálculo de la rigidez, usan la expresión del módulo de deformación del hormigón como lo especifica la normativa de construcción ACI-318 (2011) [2] ($E_c = 4700 \cdot f_c^{0.5}$).

Para hormigón convencional

$$\frac{EI_{eff}}{E_c J_g} = \begin{cases} 0.35 & \text{para } \frac{P}{A_g f_c'} \leq 0.2 \\ 0.175 + 0.875 \frac{P}{A_g f_c'} & \text{para } 0.2 \leq \frac{P}{A_g f_c'} \leq 0.6 \\ 0.7 & \text{para } 0.6 \leq \frac{P}{A_g f_c'} \end{cases} \quad 8.32$$

Para concreto de alta resistencia

$$\frac{EI_{eff}}{E_c J_g} = \begin{cases} 0.35 & \text{para } \frac{P}{A_g f_c'} \leq 0.1 \\ 0.24 + 1.1 \frac{P}{A_g f_c'} & \text{para } 0.1 \leq \frac{P}{A_g f_c'} \leq 0.6 \\ 0.9 & \text{para } 0.6 \leq \frac{P}{A_g f_c'} \end{cases} \quad 8.33$$

FEMA 356 (2000) [64]:

El código establece dos condiciones para la obtención del factor de rigidez, el cual depende del nivel de axil reducido; por otro lado, para el cálculo de la rigidez, usa la expresión del módulo de deformación del hormigón como lo especifica la normativa de construcción ACI-318 (2011) [2] ($E_c = 4700 \cdot f_c^{0.5}$).

$$EI_{eff} = \begin{cases} 0.5 \cdot E_c I_g & v \leq 0.3 \\ \text{mínimo} \left\{ \begin{cases} 0.7 \cdot E_c I_g \\ \left(\frac{0.5 + 0.2 \cdot (v - 0.3)}{0.2} \right) \cdot E_c I_g \end{cases} \right. & v > 0.3 \end{cases} \quad 8.34$$

ASCE 41-S1 (2007) [9]:

El código establece dos condiciones para la obtención del factor de rigidez, el cual depende del nivel de axil reducido; por otro lado, para el cálculo de la rigidez, usa la expresión del módulo de deformación del hormigón como lo especifica la normativa de construcción ACI-318 (2011) [2] ($E_c = 4700 \cdot f_c^{0.5}$).

$$EI_{eff} = \begin{cases} 0.3 \cdot E_c I_g & v \leq 0.1 \\ \text{mínimo} \left\{ \begin{cases} 0.7 \cdot E_c I_g \\ \left(\frac{0.3 + 0.4 \cdot (v - 0.1)}{0.4} \right) \cdot E_c I_g \end{cases} \right. & v > 0.1 \end{cases} \quad 8.35$$

Paulay y Priestley (1992) [122][120]:

Los autores proponen dos condiciones para la obtención del factor de rigidez, el cual depende del nivel de axil reducido; por otro lado, para el cálculo de la rigidez, usa la expresión del módulo de deformación del hormigón como lo especifica la normativa de construcción ACI-318 (2011) [2] ($E_c = 4700 \cdot f_c^{0.5}$).

$$EI_{eff} = \begin{cases} 0.4 \cdot E_c I_g & v \leq 0.05 \\ \text{mínimo} \left\{ \begin{cases} 0.8 \cdot E_c I_g \\ \left(\frac{0.6 + 0.2 \cdot (v - 0.2)}{0.3} \right) \cdot E_c I_g \end{cases} \right. & v > 0.05 \end{cases} \quad 8.36$$

Resultados

En la Tabla 8.8 se muestra los resultados correspondiente a la rigidez elástica efectiva (EI_e), según las variables estadísticas, como lo son: el error medio (ξ), el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% ($P_{0.05}$) y el percentil del 95% ($P_{0.95}$).

Los resultados del estudio paramétrico son comparados con propuestas de otros autores para evaluar la efectividad en el comportamiento de nuestro estudio.

Tabla 8.8 Resultados comparativos para la rigidez elástica efectiva (EI_e) del estudio paramétrico y de los métodos propuestos existentes

| Diseño | Comprobación | EI_{e-num}/EI_{e-prop} | | | | | | |
|------------|--------------|------------------------------------|------------------|---------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------|------|
| | | Panagiotakos y Fardis (2001) [119] | EC-8 (2004) [58] | Kumar y Singh (2010) [83] | FEMA 356 (2000) [64] | ASCE 41-S1 (2007) [9] | Paulay y Priestley (1992) [122] | |
| ξ | 1.03 | 1.00 | 0.70 | 0.69 | 1.09 | 1.01 | 1.14 | 0.86 |
| C.V. | 0.06 | 0.07 | 0.23 | 0.20 | 0.35 | 0.22 | 0.29 | 0.21 |
| $P_{0.05}$ | 0.94 | 0.86 | 0.46 | 0.50 | 0.62 | 0.70 | 0.73 | 0.61 |
| $P_{0.95}$ | 1.11 | 1.09 | 0.95 | 0.88 | 1.73 | 1.39 | 1.78 | 1.17 |

En la Tabla 8.8 se muestra los resultados correspondientes a la rigidez elástica efectiva, y se puede observar que el método propuesto está del lado de la seguridad, obteniendo resultados por arriba y muy cercanos a la unidad comparado con los métodos existentes. También el coeficiente de variación se nota muy bajo comparado con el resto de autores y código.

8.4.4. Comparación con otros métodos respecto a los resultados experimentales

Los métodos simplificados propuestos han sido comparados con los métodos existentes, con un total de 141 ensayos experimentales, del cual 26 son ensayos propios y 115 son ensayos experimentales de otros autores encontrados en la bibliografía.

Cabe señalar, que las expresiones utilizadas por los autores y el código de diseño, han sido explicados en la sección anterior; y resumimos directamente los resultados obtenidos de los métodos simplificados en los parámetros como la rigidez elástica efectiva, la deriva elástica efectiva, la deriva última y la ductilidad en desplazamiento.

En las Tablas mostradas a continuación, se muestra los resultados correspondiente a cada parámetro mencionado anteriormente, según las variables estadísticas, como lo son: el error medio (ξ), el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% ($P_{0.05}$) y el percentil del 95% ($P_{0.95}$).

8.4.4.1. Evaluación de la rigidez efectiva

En la Tabla 8.9 se muestra los resultados correspondientes a la rigidez elástica efectiva (EI_e), según las variables estadísticas, como lo son: el error medio (ξ), el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% ($P_{0.05}$) y el percentil del 95% ($P_{0.95}$).

La propuesta obtenida del estudio paramétrico es comparada con los resultados experimentales propios y de otros autores, para evaluar la efectividad en el comportamiento de nuestro estudio.

Tabla 8.9 Resultados comparativos para la rigidez elástica efectiva (EI_e) de la propuesta y los resultados experimentales.

| | EI_{e-num}/EI_{e-prop} | | | | | |
|------------|--------------------------|--------------|---------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------|
| | Diseño | Comprobación | Kumar y Singh (2010) [83] | FEMA 356 (2000) [64] | ASCE 41-S1 (2007) [9] | Paulay y Priestley (1992) [122] |
| ξ | 1.07 | 0.99 | 1.11 | 1.07 | 1.18 | 0.89 |
| C.V. | 0.36 | 0.40 | 0.33 | 0.27 | 0.30 | 0.26 |
| $P_{0.05}$ | 0.53 | 0.55 | 0.57 | 0.59 | 0.65 | 0.51 |
| $P_{0.95}$ | 1.91 | 1.62 | 1.78 | 1.49 | 1.77 | 1.23 |

En la Tabla 8.9 se muestra los resultados correspondientes a la rigidez elástica efectiva, y se puede observar que el método propuesto está del lado de la seguridad, obteniendo resultados por arriba y muy cercanos a la unidad comparado con los métodos existentes. También el coeficiente de variación se nota muy bajo comparado con el resto de autores y código.

8.4.4.2. Evaluación de la ductilidad en desplazamiento

En la Tabla 8.10 se muestra los resultados correspondientes a la ductilidad en desplazamiento (μ_Δ), según las variables estadísticas, como lo son: el error medio (ξ), el coeficiente de variación (C.V.), el percentil del 5% ($P_{0.05}$) y el percentil del 95% ($P_{0.95}$).

La propuesta obtenida del estudio paramétrico es comparada con los resultados experimentales propios y de otros autores, para evaluar la efectividad en el comportamiento de nuestro estudio.

Tabla 8.10 Resultados comparativos para la ductilidad en desplazamiento (μ_{Δ}) de la propuesta y los resultados experimentales.

| | $\mu_{\Delta\text{-num}}/\mu_{\Delta\text{-prop}}$ | |
|------------|--|--------------|
| | Diseño | Comprobación |
| ξ | 1.83 | 1.51 |
| C.V. | 0.45 | 0.35 |
| $P_{0.05}$ | 0.85 | 0.92 |
| $P_{0.95}$ | 3.43 | 2.45 |

En la Tabla 8.10 se muestra los resultados correspondientes a la rigidez elástica efectiva, y se puede observar que el método propuesto está del lado de la seguridad, obteniendo resultados por arriba y muy cercanos a la unidad comparado con los métodos existentes.

8.4.5. Conclusiones

Del presente capítulo se puede concluir lo siguiente:

- La propuesta que se ha desarrollado en este estudio para evaluar la capacidad de deformación, se ha determinado mediante dos tipos de métodos: por diseño cuando no se conoce la cuantía y la distribución de la armadura longitudinal; y por comprobación cuando sí se conoce. Con los métodos propuestos se puede predecir las variables como la rigidez elástica efectiva, el desplazamiento elástico efectivo, el desplazamiento último y la ductilidad en desplazamiento. El método se fundamenta en la teoría general por flexión, por consiguiente, la variable fundamental en el análisis propuesto es la rigidez (EI).
- El método propuesto evalúa la capacidad de deformación en soportes para la rigidez elástica efectiva (EI_e) y la rigidez última (EI_u).
- El método propuesto ha mostrado tener una buena aproximación, tanto en la comparación con métodos simplificados propuestos, como la comparación con los resultados experimentales realizados. Los resultados de las comparaciones se sitúan del lado de la seguridad para casi la totalidad de los casos.
- El método propuesto logra alcanzar un amplio rango de parámetros para la evaluación de la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado, como lo son: la esbeltez de cortante, la cuantía de armadura longitudinal, confinamiento efectivo de la armadura transversal, el nivel de axil reducido, la resistencia del hormigón, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas.

Capítulo 9.

“Conclusiones y futuras líneas de investigación”

En el presente capítulo se muestran las principales conclusiones obtenidas durante el desarrollo de la investigación, clasificadas según los apartados de la presente tesis doctoral. Seguido se indican las futuras líneas de investigación abiertas, tras la realización del presente estudio.

9.1. Conclusiones

9.1.1. Conclusiones obtenidas del estado actual del conocimiento

- La capacidad de deformación en elementos de hormigón armado sometidos a cargas cíclicas es un comportamiento que se ha venido estudiando en primera instancia en el diseño estructural, y se ha visto que en los últimos años se ha incrementado notablemente los ensayos experimentales.
- Una investigación previa al estudio de la presente tesis doctoral, indica que son muchos los números de ensayos de soportes de hormigón convencional, siendo carente en la base de datos para soportes de alta resistencia; principalmente en soportes muy esbeltos y con altos niveles de axil.
- Un soporte al estar sometido a altos niveles de axil, requiere de una mayor disposición de armadura transversal siendo un problema durante la puesta en obra del hormigón. Los autores consideran posibles soluciones como la de utilizar acero de alto límite elástico para la armadura transversal, también utilizar hormigón autocompactable o hacer uso de fibras metálicas en la fabricación del soporte. Sin embargo, respecto a esto último no hay publicaciones de ensayos experimentales en elementos fabricados con fibras de acero en la masa del hormigón sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica.
- En los métodos simplificados propuestos se ha observado que la cuantía de armadura transversal influye en la capacidad de deformación; sin embargo existen diferencias significativas en cuanto a las propuestas por autores y en las consideraciones de distintas normativas; es decir, no existe una homogeneidad entre las propuestas, considerando las variables del caso.
- El incremento del estudio de soportes fabricados con hormigón de alta resistencia se ha dado desde hace una década, motivo por el cual los métodos simplificados han sido desarrollados para hormigón convencional; dando como evidencia que dichas expresiones son inadecuadas para soportes fabricados con hormigón de alta resistencia.

9.1.2. Conclusiones obtenidas del estudio experimental de soportes de hormigón armado sometido a carga axial constante y carga lateral cíclica

Desde el punto de vista de lo observado durante la campaña experimental:

- El recubrimiento de hormigón ha saltado en todas las probetas. Dicho salto ha sido más visible en las probetas de hormigón sin fibras para hormigón convencional (HC). Con respecto a los soportes fabricados con HAR, el salto de recubrimiento en rotura, está asociado a la formación de “splitting cracks” en el plano de la armadura longitudinal (Collins et al. (1993)[45]). Mientras que en los soportes fabricados con HC, el salto del recubrimiento se produce en la situación de rotura al alcanzar en la cara comprimida del hormigón una deformación en compresión importante.
- El pandeo de la armadura longitudinal y la apertura del anclaje de la armadura transversal son situaciones que influyen significativamente en la capacidad de deformación del soporte al estar sometido bajo solicitaciones de carga. Sin embargo, experimentalmente se ha observado pandeo de la armadura longitudinal en todas las probetas, pero no se ha llegado a registrar apertura de los anclajes de la armadura transversal.

Desde el punto de vista de los resultados obtenidos en el análisis experimental:

- La inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón retrasa el salto del recubrimiento del hormigón y el pandeo de la armadura longitudinal comprimida, disminuye la longitud de daño, conlleva un menor daño en la zona susceptible de producirse la rótula plástica, mejora la ductilidad en curvaturas y en desplazamientos e incrementa la energía de disipación.
- Evitar el pandeo de la armadura longitudinal, adecuar la separación entre los cercos de la armadura transversal y garantizar su longitud de anclaje, como lo sugiere la normativa ACI-318 (2011)[2], es asegurar la ductilidad requerida y evitar así la zona susceptible de producirse una rótula plástica.
- Para que la esbeltez influya en la ductilidad del soporte los efectos de segundo orden han de ser importantes, el comportamiento de la sección ha de ser suficientemente dúctil y el fallo de la probeta tiene que ser por agotamiento de los materiales y no por inestabilidad.
- La relación l_{cr}/h entre la longitud de daño y el canto de la sección se incrementa con la esbeltez del soporte, con el nivel de axil y con la separación de la armadura transversal.

9.1.3. Conclusiones obtenidas del estudio teórico de soportes de hormigón armado sometido a carga axial constante y carga lateral cíclica

9.1.3.1. Calibración del modelo

- El modelo numérico desarrollado muestra que el valor medio de la ductilidad en desplazamientos para todos los tipos de hormigones (hormigón convencional como de alta resistencia con o sin fibras metálicas), se encuentra del lado de la seguridad, además existe una suficiente aproximación del modelo numérico desarrollado con los ensayos experimentales.
- El grado de precisión respecto a la carga máxima, la carga última, la rigidez elástica efectiva y la ductilidad en desplazamiento; tanto en la validación como en el contraste de los ensayos experimentales propios y de otros autores, se muestra del lado de la seguridad, y se encuentra por encima y muy cercano a la unidad. Y esto también se observa para el desplazamiento elástico efectivo y el desplazamiento último.
- El modelo numérico desarrollado en la presente tesis doctoral, el cual estudia la ductilidad de soportes con carga axial y carga lateral cíclica, ha sido validado y contrastado con ensayos experimentales propios y de otros autores encontrados en la literatura técnica.

9.1.3.2. Estudio paramétrico

Soportes sin fibras metálicas

Rigidez elástica efectiva relativa

- En la rigidez elástica efectiva influye la cuantía de armadura longitudinal y la esbeltez a cortante, debido a la capacidad de flexión y los efectos de segundo orden respectivamente; sin embargo no se ve influenciada por la cuantía de armadura transversal, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto de la pieza, y tampoco por la resistencia del hormigón; ya que éstos últimos parámetros influyen en el comportamiento del soporte en el estado plástico y es por eso que no se refleja en la rigidez elástica efectiva.

Deriva elástica efectiva

- La deriva elástica efectiva tiende a aumentar con la esbeltez a cortante, el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de armadura longitudinal; sin embargo disminuye con el aumento de la resistencia a compresión del hormigón y la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza; esto se debe a que al aumentar la resistencia del hormigón, el soporte es más rígido y menos deformable. Por otro lado, al aumentar la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza, se tiene un menor núcleo confinado y por ende es menor la capacidad de deformación en el estado plástico. Además, a mayor recubrimiento relativo menor es el momento de inercia de las armaduras y por lo tanto es la capacidad resistente y de deformación.

Deriva última

- La deriva última tiende a tener un comportamiento similar a la deriva elástica efectiva a igualdad de otros parámetros.
- La deriva última tiende a aumentar con la esbeltez a cortante, con el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de la armadura longitudinal; sin embargo disminuye con la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza, y la resistencia del hormigón.
- Por otro lado, el aumento del nivel de axil reducido influye significativamente en la deriva última, ya que se ha registrado que la gran mayoría de las tendencias presentan un comportamiento lineal decreciente.

Ductilidad en desplazamiento

- Es lógico que si la deriva elástica efectiva y la deriva última se observa el mismo comportamiento, es de esperar que se obtenga el mismo comportamiento respecto a la ductilidad en desplazamiento.
- La ductilidad en desplazamiento tiende a aumentar con el confinamiento efectivo de la armadura transversal y a la cuantía de la armadura longitudinal, eso se debe ya que al aumentar ambas cuantías, se obtiene una mayor capacidad dúctil. Sin embargo, la ductilidad tiende a disminuir con el aumento de la resistencia a compresión del hormigón, la esbeltez de cortante de la pieza, y la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección.
- Todas las tendencias muestran un comportamiento lineal decreciente, es decir que la ductilidad en desplazamiento tiende a disminuir con el aumento del nivel de axil reducido; esto se debe ya que para un nivel máximo de axil, se produce un

incremento de los momentos de segundo orden, la rotura se produce por el hormigón, la capacidad resistente disminuye y se deforma menos el elemento.

Soportes con fibras metálicas

Rigidez elástica efectiva

- Se ha observado que la rigidez elástica efectiva tiende a aumentar sensiblemente con las fibras de acero; es decir, a medida que aumenta el índice de la cuantía volumétrica de fibras de acero. Además se ha registrado cambios significativos de la rigidez con la relación entre el recubrimiento y el canto útil de la sección.

Deriva elástica efectiva

- Se observó que la deriva elástica efectiva tiende a aumentar siempre con las fibras de acero; es decir, a medida que aumenta el índice de la cuantía volumétrica de fibras de acero a igualdad de otros parámetros, como lo son: la esbeltez de cortante, resistencia a compresión del hormigón y relación entre el recubrimiento mecánico de la pieza.
- Cabe señalar que las tendencias en la deriva elástica efectiva en los soportes con fibras metálicas respecto a los parámetros estudiados, son semejantes a los obtenidos en los soportes que no contienen fibras metálicas.

Deriva última

- La deriva última registró un comportamiento parecido a la deriva elástica efectiva; ya que, tiende a aumentar siempre; a medida se aumenta el índice de la cuantía volumétrica de acero a igualdad de otros parámetros como lo son: la esbeltez de cortante, resistencia a compresión del hormigón y relación entre el recubrimiento mecánico de la pieza.
- Cabe señalar que para todos los parámetros, el efecto favorable de la RI_v no modifica las tendencias de los mismos, excepto en el caso del nivel de confinamiento efectivo $\alpha\omega_o$ en donde a menor $\alpha\omega_o$ el efecto favorable de RI_v se incrementa, sobre todo se produce un incremento para niveles bajos de RI_v , tal y como se había observado experimentalmente.

Ductilidad en desplazamiento

- La ductilidad en desplazamiento tiende a ser mayor a medida que se aumenta el índice de cuantía volumétrica de fibras de acero y el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la cuantía de armadura longitudinal. Por otro lado, tiende a disminuir al incrementarse la esbeltez a cortante, la resistencia del hormigón, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la sección y el nivel de axil reducido.

9.1.4. Conclusiones relativas a la propuesta del modelo para la evaluación de la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado

- A partir del análisis paramétrico se ha desarrollado una propuesta que evalúa la capacidad de deformación, el cual está definida mediante dos tipos de métodos: por diseño (cuando no se conoce la cuantía y la distribución de la armadura longitudinal) y por comprobación (cuando es conocida la cuantía y la distribución de la armadura longitudinal). Con los métodos propuestos se puede predecir las variables como la rigidez elástica efectiva, el desplazamiento elástico efectivo, el desplazamiento último y la ductilidad en desplazamiento. El método se fundamenta en la teoría general por flexión, por consiguiente, la variable fundamental en el análisis propuesto es la rigidez (EI).
- El método propuesto ha mostrado tener una buena aproximación, tanto en la comparación con métodos simplificados propuestos, como la comparación con los resultados experimentales realizados. Los resultados de las comparaciones se sitúan del lado de la seguridad para casi la totalidad de los casos.
- El método propuesto logra alcanzar un amplio rango de parámetros para la evaluación de la capacidad de deformación en soportes de hormigón armado, como lo son: la esbeltez de cortante, la cuantía de armadura longitudinal, confinamiento efectivo de la armadura transversal, el nivel de axil reducido, la resistencia del hormigón, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto útil de la pieza y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas.

9.2. Futuras líneas de investigación

A continuación se indican líneas de investigación en base a la investigación llevada a cabo:

Se está desarrollando actualmente:

- En base al estudio desarrollado, actualmente en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia, España, se está llevando a cabo un estudio teórico-experimental que evalúa el pandeo de la armadura longitudinal en soportes esbeltos de hormigón armado con la adición de fibras metálicas, cuando estos están sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica.
- Otro proyecto de investigación que se está llevando a cabo en base al estudio desarrollado en la presente tesis, se realiza también en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia, España, el cual consta de analizar el comportamiento de soportes prefabricados con distintas conexiones entre el soporte y cimentación, además de incluir el efecto de las fibras metálicas en la masa del hormigón.

Propuestas posibles a futuro:

- Plantear un análisis teórico que proponga evaluar la capacidad de deformación de soportes con una relación directa entre el confinamiento efectivo de la armadura transversal y la ductilidad en desplazamiento.
- Plantear un análisis teórico que proponga evaluar el comportamiento de distintos tipos de acero, para evaluar la capacidad resistente y de deformación en soportes de hormigón armado sometidos a carga axial constante y carga lateral cíclica.

Referencias Bibliográficas

- [1] ACI 116R-90, "Cement and Concrete Terminology," *ACI Manual of Concrete Practice*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [2] ACI 318-2011, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, 2011, pp 471.
- [3] ACI. 544.1R (1996). "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete.", Farmington Hills, MI.
- [4] ACI. 544.3R (2008). "Guide for specifying, proportioning, and production of fiber-reinforced concrete.", Farmington Hills, MI.
- [5] ACI. 544.4R (1999). "Design considerations for steel fiber reinforced concrete.", Farmington Hills, MI.
- [6] Ahn, J.M. y Shin, S.W., "An evaluation of ductility of high-strength reinforced concrete columns subjected to reversed cyclic loads under axial compression", *Magazine of Concrete Research*, 59, N° 1, 2007, pp 29-44.
- [7] Ang, B. G.; Priestley, M.J.N. and Park, R. "Ductility of reinforced concrete bridge piers under seismic loading" Report N° 81-3; Department of Civil Engineering. University of Canterbury, Christchurch, Feb 1981, 109 pp.
- [8] Aoude, H.; Cook, W.D.; Mitchell, D.: "Axial Load Response of Columns Constructed with Fibers and Self-Consolidating Concrete" *ACI Structural Journal*, Volume 106, Issue 03, May 1, 2009, pp 349-357.
- [9] ASCE 41-06, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007, 411 pp.
- [10] Asencio Cuenca, E.; "Comportamiento a cortante de elementos constructivos fabricados con hormigón autocompactante y hormigón reforzado con fibras". Tesis de Máster, Universidad Politécnica de Valencia, España, Noviembre, 2008.
- [11] Atalay, Mehmet and Penzien, Joseph. (1975): "The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment, shear and axial force", College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [12] ATC-32 (1996) "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations" Applied Technology Council, Redwood City, California
- [13] Aveston, J.; Mercer, R. A. and Sillwood, J. M. _1974_. "Fiber reinforced cements—Scientific foundation for specification." *Composites, Standards Testing and Design, Proc.*, National Physical Laboratory Conf., IPC Science and Technology, London, 93–103.
- [14] Azizinamini, A. and Kuska, S. (1994), "Seismic Behavior of High-Strength Concrete Columns", 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 10-14 1994, Chicago, Illinois, V.2, pp. 599-608.
- [15] Bae, S. and Bayrak, O.: "Performance-Based Design of Confining Reinforcement: Research and Seismic Design Provisions" *ACI Special Publication SP238-03*, October 1, 2006, pp 43-62.
- [16] Bae, S. and Bayrak, O.: "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns: P- Δ Effect" *ACI Special Publication SP236-04*, May 1, 2006, pp 61-80.
- [17] Bae, S.; Miseses, A. M. and Bayrak, O. (2005). "Inelastic buckling of reinforcing bars." *J. Struct. Eng.*, 131(2), 314–321.

- [18] Bae, S.; "Seismic performance of full-scale reinforced concrete columns"; Tesis Doctoral; The University of Texas at Austin; diciembre de 2005.
- [19] Bai, Z.A; Au, F.T.K.: "Ductility of symmetrically reinforced concrete columns", Magazine of Concrete Research, V.61, N°5, June 2009, pp 345-357.
- [20] Baker, A. L. L. and Amarakone, A. M. N.; "Inelastic Hyperstatic Frames Analysis"; Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE – ACI; Miami; 1965: 85-142.
- [21] Barragan, B., (2002): "Failure and toughness of steel reinforced concrete under tension and shear", Doctoral thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.
- [22] Barrera, A.: "Diseño de un modelo experimental para el estudio del comportamiento de la rótula plástica en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia", Trabajo de Investigación, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Enero 2005.
- [23] Barrera, A.: "Estudio experimental y numérico de la capacidad de deformación de soportes esbeltos de hormigón armado", Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Julio 2012.
- [24] Barros, J.A.O.; Figueiras, J.A. (1999). Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling, Journal of Materials in Civil Engineering, 11(4):331-339.
- [25] Bayrak, O. and Sheikh, S. A.: "Design of Rectangular HSC Columns for Ductility" ACI Special Publication SP213-04, May 22, 2003, pp 61-82.
- [26] Bayrak, O., "Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns," PhD thesis, University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada, 1998, 339 pp.
- [27] Bayrak, O. and Sheikh, S. A. (2001). "Plastic hinge analysis." J. Struct. Eng., 127(9), 1092–1100.
- [28] Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1996), "Confinement Steel Requirements for High Strength Concrete Columns", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper # 463,8p.
- [29] Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1997), "High Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading", ACI Structural Journal, V.94, N0.6, pp. 708-722.
- [30] Belarbi, A.; Hsu, T., (1994), "Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete". ACI Structural Journal, V.91, No. 4, July-August 1994, pp.465-474.
- [31] Bentur, A. and Mindess, S. (1990). Fiber reinforced cementitious composites. UK: Elsevier.
- [32] Berry, M.; Parrish, M. and Eberhard, M. (2004). "PEER Structural Performance Database User's Manual," (www.ce.washington.edu/~peera1), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [33] Bigaj, A. J. (1999): "Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs"; Tesis Doctoral; Delft University of Technology, Delft University Press.
- [34] Biskinis, Dionysis E.; Roupakias, George K., and Fardis, Michael N. (2004, November 1): "Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements" ACI Structural Journal , Volume: 101, Issue: 6 , Pages: 773-783.
- [35] Bresler, B., and Gilbert, P. H. (1961). "Tie requirements for reinforced concrete columns." J. Am. Concr. Inst., 58(26), 555–570.

- [36] Caballero Morrison, K. E.; Bonet, J.L.; Navarro Gregori, Juan y Martí Vargas, J.R.; (2012): "Behavior of steel-fibre-reinforced normal-strength concrete slender columns under cyclic loading", *Engineer Structures*, Vol. 39, 162-175.
- [37] Campione, G., Mangiavillano, M.L., (2008). "Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations". *Engineering Structures*, pp 2970-2980.
- [38] Campione, G.: "The effects of fibers on the confinement models for concrete columns". *Journal Civil Engineering*. 2002, N° 29, pp. 742-750.
- [39] Campione, G.; Fossetti, M.; Papia, M.: "Behavior of Fiber-Reinforced Concrete Columns under Axially and Eccentrically Compressive Loads" *ACI Structural Journal*, Volume 107, Issue 03, May 1, 2010, pp 272-281.
- [40] Campione, G.; La Mendola, L.; and Mangiavillano, M. L., "Steel Fiber Reinforced Concrete Corbels: Experimental Behavior and Shear Strength Prediction," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 5, Sept.-Oct. 2007, pp. 570-579.
- [41] Carreira, D.J.; Chu, K.H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. *ACI Journal* 1985;82(6):797-804.
- [42] Ceroni, F., Manfredi, G. y Pecce, M.; "A Formulation of Plastic Hinge Length in R.C. Columns"; *FIB Symposium "Concrete Structures in Seismic Regions"*; Atenas; 6-9 mayo 2003.
- [43] Christopher, R.; Urmson and John B. Mander. "Local buckling analysis of longitudinal reinforcing bars", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 1, January 1, 2012.
- [44] Code of Practice for the Design of Concrete Structures, (NZS 3101: 2006), (2006), Standards New Zealand, Wellington, Part 1-The Design of Concrete Structures, 256 p.; Part2 – Commentary on the Design of Concrete Structures, 264 p.
- [45] Collins, Michael P., Mitchel, Denis, Macgregor, James G: Structural design considerations for high-strength concrete. *Concr Int* 1993:27–34.
- [46] Comisión Permanente del Hormigón "Code on Structural Concrete EHE-08" Ministerio de Fomento.
[\(http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE08INGLES/\)](http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE08INGLES/).
- [47] Corley, W. G.; "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams"; *Journal of The Structural Division*, *Proceedings of the ASCE*; 1966: 121-146.
- [48] Cusson, D. and Paultre, P.; "Stress-strain model for confined high strength concrete"; *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(3); 1995: 468-477.
- [49] Cusson, D.; and Paultre, P. "High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.120, No.3, Mar. 1994, pp.783-804.
- [50] Desayi, P.; Krishnan, S. Equation for the stress-strain curve of concrete. *ACI Journal* 1964;61(3):345-50.
- [51] Dhakal, R. P. and Maekawa, K. (2002a). "Modeling for postyield buckling of reinforcement." *J. Struct. Eng.*, 128(9), 1139–1147.
- [52] Dhakal, R. P. and Maekawa, K. (2002b). "Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling." *Eng. Struct.*, 24(11), 1383–1396.
- [53] Dutta, A., and Mander, J. B. (1998). "Capacity design and fatigue analysis of confined concrete columns." NCEER Tech. Rep. No. 98-0007, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York, Buffalo, NY.
- [54] Engesser, F. (1889). "Ueber die knickfestigkeit gerader stabe." *Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover*, 35, 445–462, (in German).

- [55] Engesser, F. (1891). "Die knickfestigkeit gerader stabe." Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin (December 5, 1891), 483, (in German).
- [56] Euler, L. (1759). "Sur le forces des colonnes." Memoires de l'Academie Royale des Sciences et Belles Lettres, 13, Berlin, (in French).
- [57] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings", EN 1992-1-1 December 2004.
- [58] European Committee for Standardization: "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings" EN 1998-1:2004 pp 232.
- [59] Ezeldin, A. S.; Balaguru, P.N.: "Normal and high strength fibre reinforced concrete uner compression" ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 4, No. 4, November 1992, pp. 415-429.
- [60] Fafitis, A. and Shah, S.P. (1985), "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Coliimns ". ACI Spec. Publ. SP 87- 12. AGIT pp2 13-232.
- [61] Fanella, D.A.; Naaman, A.E.: "Stress – strain properties of fibre reinforced mortar in compression" ACI Journal, 82 (4), 1985, pp 475-483.
- [62] Fardis M.N., Biskinis D.E.; "Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear"; Proceedings of the International Symposium Honoring Shunsuke Otani; Tokyo, 2003: 511-530.
- [63] Federation internacional du beton: Bulletin n°24 "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings State-of-art report"(2003); Bulletin n°25 "Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings State-of-art report" (2003), y Bulletin n°39 "Seismic bridge design and retrofit - structural solutions" State-of-art report"(2007).
- [64] FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA Publication N° 356, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000, 518 pp.
- [65] Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1983). "Modeling of Reinforced Concrete Joints under Cyclic Excitations", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 11.
- [66] Foster, S.J.: "On behaviour of high-strength concrete columns: cover spalling, steel fibers and ductility" ACI Structural Journal, Volume 98, Issue 04, 2001, pp 583-589.
- [67] Germano, F.; Plizzari, G. A.; Tiberti, G. (2013): "Experimental study on the behavior of SFRC columns under seismic loads", VIII International conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures, University of Brescia.
- [68] Gil-Martín, L. M., Hernández-Montes, E., Aschheim, M., and Pantazopoulou, S. J. (2006). "Slenderness effects on the simulated response of longitudinal reinforcement in monotonic compression." Struct. Eng. Mech., 23(4), 369–386.
- [69] Gill, Wayne; (1979): "Ductility of rectangular reinforced concrete columns with axial load". Report of Master of Engineering at the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [70] Gomes, A., and Appleton, J. (1997). "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling." Eng. Struct., 19(10), 822–826.
- [71] Ho, J.C.M. y Pam, H.J., "Inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns", Engineering Structures, 25, 2003, pp 1083-1096.
- [72] Hognestad E.; Hanson N.W.; McHenry, D.: Concrete stress distribution in ultimate strength design. ACI Journal 1955; 52(4):455-80.
- [73] Hsu, L. S., and Hsu, C. T. T. (1994). "Stress-strain behavior of steelfiber high-strength concrete under compression." ACI Struct. J., 91(4), 448–457.

- [74] Hwang, S.K., Yun, H.D.: Effects of transverse reinforcement on flexural behaviour of high-strength concrete columns. *Eng Struct* 2004;26:1_12.
- [75] Hyun, Lee: "Shear strength and behavior of steel fiber reinforced concrete columns under seismic loading". *Engineering Structures*, 29 (2007), 1253-1262.
- [76] International Federation for Structural Concrete (fib) "Model Code 2010. First Complete Draft" Bulletin 55 y 56, March 2010.
- [77] J. S. C. E. (Japan Society of Civil Engineers, Earthquake Engineering Committee). 1988. *Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan*. Tokio, Japón.
- [78] Johal, L.S.; Azizinamini, A.; Musser, D.W.; and Corley, W.G., (1987), "Seismic Evaluation of Columns to Improve Design Criteria for Transverse Reinforcement", *Proceedings, 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, July 1987, pp. 799-806.
- [79] Kent, D.C.; and Park, R., (1971), "Flexural Members with confined Concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, V.97, ST.7, July 1971, pp. 1969- 1990.
- [80] Khoury, S. S., and Sheikh, S. A.: "Behavior of Normal and High Strength Confined Concrete Columns with and Without Stubs," *Research Report No. UHCEE 91-4*, University of Houston, Houston, Tex., Dec. 1991, 345 pp.
- [81] Kim, J.K., Yoo, S.H., Han B.S. y Shin S.W., "Ductility of ultra high-strength concrete tied columns under combined axial load and lateral force", *Key Engineering Materials*, Vol. 348-349, 2007, pp 609-612.
- [82] King, J. W. H.: "Further Notes on Reinforced Concrete Columns," *The Structural Engineer* (London), V. 24, No. 11, 1946, pp. 609-616.
- [83] Kumar, Ratnesh and Singh, Yogendra. (2010):" Stiffness of reinforced concrete frame members for seismic analysis", *ACI Structural Journal*, V. 107, N° 5, September-October.
- [84] Kunnath, S. K.; Heo, Y. and Mohle, J. F. (2009). "Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars." *J. Struct. Eng.*, 135(4), 335–343.
- [85] Kuramoto, H.; Kabeyasawa, T.; and Shen, F.H. (1995): "Influence of Axial Deformation on Ductility of High Strength Reinforced Concrete Columns under Varying Triaxial Forces", *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, September October 1995, pp. 610-618.
- [86] Lai, S.S.; Will, G.T. and Otani, S. (1984): "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members", *Journal of Structural Division, ASCE*, V. 110, 1984, pp.2563-2584.
- [87] Lam, S. S. E.; Wu, B.;Wong, Y. L.; Wang, Z. Y.; Liu, Z. Q. and Li, C. S.: "Drift capacity of rectangular reinforced concrete columns with low lateral confinement and high-axial load"; *Journal of Structural Engineering*, 129(6); 2003: 733-742.
- [88] Légeron, F.; Paultre, P.: Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load. *ACI Struct J* 2000;97(4):591–601.
- [89] Lehman D.E.; Moehle, J.P.: "Seismic performance of well-confined concrete bridge columns"; PEER Report 1998/01; Pacific earthquake engineering research center; College of Engineering University of California; Berkeley, 2000.
- [90] Lehman, D. E.: "Performance-based seismic design of well confined concrete columns"; Ph.D. thesis, Univ. of Calif., Berkeley; 1998.
- [91] Leite, L.: "Estudio teórico-experimental de soportes esbeltos de hormigón armado sometidos a compresión con excentricidades y ángulos de esviaje desiguales en sus extremos", Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Septiembre 2011.
- [92] Li, B. and Park R.: "Confining Reinforcement for High-Strength Concrete Columns" *ACI Structural Journal*, Volume: 101; Issue: 3; Pages: 314-324, May 1, 2004.

- [93] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H.: "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed using High Strength Concrete," Research Report 94-5, University of Canterbury, New Zealand, May 1994, 373 pp.
- [94] Li, K.N.; Aoyama, H.; and Otani, S. (1988): "Reinforced Concrete Columns Under Varying Axial Load and Bi-Directional Lateral Load Reversals", Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, Proceedings, V. VIII, pp. 537-542.
- [95] Lin, Chien-Hung and Lin, Shih-Ping: "Flexural Behavior of High-Workability Concrete Columns Under Cyclic Loading" ACI Structural Journal, Volume: 102, Issue: 3; Pages: 412-421 May 1, 2005.
- [96] Mander, J. B. (1983): "Seismic design of bridge piers." Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [97] Mander, J. B.; Panthaki, F. D. and Kasalanati, A. (1994): "Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel." J. Mater. Civ. Eng., 6(4), 453-468.
- [98] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N. and Park, R.: "Seismic design of bridge piers"; Research Report n° 84-2; Department of Civil Engineering; University of Canterbury; Christchurch: 1984.
- [99] Mander, J. B. ; Priestley, M. J. N. and Park, R.; "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, 114(8); 1988: 1804-1826.
- [100] Mansur, M.A.; Ong KCG. Behaviour of reinforced concrete deep beams in shear. ACI Struct J 1991;88(1):98-105.
- [101] Mármol, P.; "*Hormigones con fibras de acero, características mecánicas*". Tesis de Máster, Universidad Politécnica de Madrid, España, Noviembre, 2010.
- [102] Marti, P.; Pfy, T.; Sigrist, V. and Ulaga, T. (1999): "Harmonized test procedures for steel fiber-reinforced concrete." ACI Struct. J., 96_6_, 676-685.
- [103] Massone, L. M. and Moroder, D. (2009). "Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections." Eng. Struct., 31(3), 758-767.
- [104] Mattock, A. H.: "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams"; Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete; ASCE – ACI Special Publication 12; Miami; 1965: 143-181.
- [105] Mattock, A. H.: Discussion of "Rotation capacity of reinforced concrete beams " by W.G. Corley; Journal of Structural Division, ASCE. 93 (ST2);1967, 519-522.
- [106] Mau, S. T. (1990): "Effect of tie spacing on inelastic buckling of reinforcing bars." ACI Struct. J., 87(6), 671-677.
- [107] Mau, S. T., and El-Mabsout, M. (1989): "Inelastic buckling of reinforcing bars." J. Eng. Mech., 115(1), 1-17.
- [108] Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M. et al.; (2007), "OpenSees Command Language Manual". Manual, July 2007.
- [109] Meda, A., (2005): " Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams", Material and Structures, Vol. 38 (277), pp. 343-351.
- [110] Mendis, P.; "Plastic Hinge Lengths of normal and high-strength concrete in flexure"; Advances in Structural Engineering, 4(4); 2001: 189-195.
- [111] Menegotto, M. and Pinto, P. (1973). "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending". Proceedings, IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Lisbon, pp.15-22.
- [112] Michael, N.; Fardis and Telemachos, B. Panagiotakos: "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate", ACI Structural Journal, V. 98, No. 2, March 2001.

- [113] Minelly, F., and Plizzari, G. A.; (2008). "Shear design of FRC members with little or no conventional shear reinforcement", Concrete information: International FIB Symposium: Tailor made concrete structures: new solutions for our society, pp. 139.
- [114] Mo, Y.L. and Wang, S. J.: "Seismic behavior of RC columns with various tie configurations", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 10, October, 2000.
- [115] Moehle, Jack P. and Cavanagh, Terry: "Confinement Effectiveness of Crossties in RC," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. III, No. 10, Oct. 1985, pp. 2105-2120.
- [116] Monti, G. and Nuti, C. (1992): "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling." *J. Struct. Eng.*, 118(12), 3268–3284.
- [117] Muguruma, H. and Wanatabe, F.; (1990), "Ductility Improvement of High Strength Concrete Columns with Lateral Confinement", *Utilization of High Strength Concrete: Second International Symposium*, ACI Special Publication, SP- 12 1, pp. 47-60.
- [118] Nataraja, M.C.; Dhang, N.; Gupta, A. P.: "Stress – strain curves for steel fiber reinforced concrete under compression" *Journal of Cement and Composites*, 21, 1999, pp 383-390.
- [119] Panagiotakos, T. B. and Fardis, M. N.: "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate" *Structural Journal ACI*, Volume: 98, Issue: 2, Pages: 135-148, March 1, 2001.
- [120] Park, R. and Paulay, T.; "Estructuras de Concreto Reforzado"; Limusa S.A.; México DC: 1975.
- [121] Park, R.; Priestley, M.J.N.; and Gill W.D.; (1982), "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 108, ST 4, Apr. 1982, pp. 929-950.
- [122] Paulay, T. and Priestley, M. J. N.; "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons Ltd; New York: 1992.
- [123] Paultre, P.; Legeron, F.; Mongeau, D.: "Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns" *ACI Struct J* 2001;98(4):490-501.
- [124] Paultre, P., and Mitchel, D.: "Code Provisions for High Strength Concrete—An International Perspective" *ACI Concrete International*, Volume: 25, Issue: 5; Pages: 76-90, Date: May 1, 2003.
- [125] Paultre, P.; Khayat, K.H.; Cusson, D. and Tremblay, S.: "Structural Performance of Self-Consolidating Concrete Used in Confined Concrete Columns" *ACI Publication: Structural Journal*, Volume: 102, Issue: 4, July 1, 2005, pp 560-568.
- [126] Paultre, P.; Eid, R.; Langlois, Y.; Lévesque, Y.: "Behaviour of steel fiber-reinforced high-strength concrete columns under uniaxial compression" *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 136, No. 10, October 1, 2010, pp. 1225-1235.
- [127] Pecce, M. and Fabbrocino, G.; "Plastic rotation capacity of beams in normal and high-performance concrete"; *ACI Structural Journal*, 96(2); 1999: 290-296.
- [128] Popovics, S.; 1973. A numerical approach to the complete stress–strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5): 583–599.
- [129] Priestley, M.J.N. and Park, R.: "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading"; *ACI Structural Journal*, 84(1); 1987: 61-76.
- [130] Priestley M.J.N.; Seible F.; Calvi, G.M.: "Seismic desing and retrofit of bridges"; John Wiley & Sons, INC.; 1996.
- [131] Razvi, S. R. and Saatcioglu, M.; 1999, "Confinement Model for High-Strength Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 125, No. 3, pp. 281-289.

- [132] Razvi, S. R; and Saatcioglu, M.; (1989), "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Wire Fabric", *ACI Structural Journal, Proceedings*, V.86, No.5, Sept.-Oct. 1989, pp. 6 15-623.
- [133] Rodríguez López, F. and Prado Pérez-Seoane, D.: "*Hormigón con la incorporación de fibras*". *Revista de Obras Públicas*, Octubre 1984, pp. 779-796.
- [134] Rodriguez, M. E.; Botero, J. C. and Villa, J.; (1999). "Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling." *J. Struct. Eng.*, 125(6), 605–612.
- [135] Saatcioglu, M. and Razvi, S. R.: "Displacement based design of reinforced concrete columns for confinement"; *ACI Structural Journal*, 99(1); 2002: 3-11.
- [136] Saatcioglu, M.; Salamat, A. and Razvi, S.; (1995), "Confined columns eccentric loading". *Journal of structural engineering*, November 1995, pp.1547-1556.
- [137] Saatcioglu, M. and Baingo, D.: "Circular High-Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 125, No. 3, Mar. 1999, pp. 272-280.
- [138] Saatcioglu, M. and Lipien, W.: "Tests of Square High-Strength Concrete Columns under Reversed Cyclic Loading," *Research Report OCEERC 97-11*, Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Center, Ottawa, Ontario, Canada, 1997, 184 pp.
- [139] Saatcioglu, M. and Razvi, S. R.: "Strength and Ductility of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, 1992, pp. 1590-1607.
- [140] Saatcioglu, M. and Ozcebe, G.: (1989), "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading", *ACI Structural Journal*, V.86, No. 1, Jan.-Feb. 1989, pp.3-12.
- [141] Saatcioglu, M. and Grira, Mongi; (1999): "Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement grids"; *ACI Structural Journal*, V. 96, N° 1.
- [142] Sakai, K. and Sheikh, S. A.; "What do we know about confinement in reinforced concrete columns (a critical review of previous work and code provisions)"; *ACI Structural Journal*, 86(2); 1989: 192-207.
- [143] Sargin, M.; Ghosh, S. K. and Handa, V. K. (1971). "Effects of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concrete." *Mag. Concrete Res.*, 23_75–76_, 99–110.
- [144] Scott, B. D.; Park, R.; and Priestley, M. J. N.; "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 79, No. I, Jan.Feb. 1982, pp. 13-27.
- [145] Serna, P., (2008): "Evolution of the flexural behaviour of precracked SFRC in marine environment", *Seventh International RILEM Symposium in fibre reinforced concrete: Design and Application*, pp. 595-605.
- [146] Shanley, F. R. (1947). "Inelastic column theory." *J. Aeronautical Sciences*, 14(5), 261–264.
- [147] Sheikh, S.A. and Li, Y. "Toward the Performance-Based Design of Confined Concrete" *ACI Special Publication SP238-01*, October 1, 2006, pp 1-22.
- [148] Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.; "Analytical model for concrete confinement in tied columns"; *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. ST12; 1982: 2703-2722.
- [149] Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 106, No. 5, 1980, pp. 1079-1102.
- [150] Sheikh, S.A.; Shah, D.V. and Houry, S.S.; (1994), "Confinement of High-Strength Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, V.9 1, No. 1, pp. 100- 111.
- [151] Sheikh, S.A. and Houry, S.S.; (1993), "Confined Concrete Columns with Stubs", *ACI Structural Journal*, V.90, No.4, July-August 1993, pp. 4 14-43 1.

- [152] Shin, Myoungsu.; Choi, Yoon.; Sun, Chang-Ho y Kim, Ice-Hyun. "Shear strength model for reinforced concrete rectangular hollow columns". *Engineering Structures*, 56 (2013) 958-969.
- [153] Soesianawati, M.T.; (1986), "Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns", Research Report No. 86-10, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Mar. 1986, 208 p.
- [154] Swamy, R. N.; Mangat, P. S. and Rao, C. V. S. K. (1974). "The Mechanics of Fiber Reinforcement of Cement Matrices", Fiber Reinforced Concrete ACI SP-44, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1-28.
- [155] Tanaka, H.; Park, R. and McNamee, B.; (1985). "Anchorage of Transverse Reinforcement in Rectangular Reinforced Concrete Columns in Seismic Design", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, V. 18, No. 2, June 1985, pp. 165-190.
- [156] Tanaka, Hitoshi; (1990): "Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behaviour of reinforced concrete columns", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [157] Taylor, A. W.; Kuo, C.; Wellenius, K. y Chung, D.; "A summary of cyclic lateral load tests on rectangular reinforced concrete columns"; NISTIR 5984, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards of Technology, 1997.
- [158] Thomsen N, J.H. and Wallace, J.W.; (1994), "Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials", *ACI Structural Journal*, Vol. 9 1, No. 5, September-October 1994, pp. 605-6 15.
- [159] UNE-EN 10002-1. Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at ambient temperature. AENOR. Spanish Association for Standards and Certification; July 2002.
- [160] UNE-EN 12390-2: "Ensayos de hormigón endurecido – Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia". Asociación española de normalización y certificación, AENOR. Diciembre, 2000.
- [161] UNE-EN 14651:2007: "Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual". Asociación española de normalización y certificación, AENOR. Septiembre 2007.
- [162] Urmsom, C. R. and Mander, J. B. (2012). "Local buckling analysis of longitudinal reinforcing bars". *Journal of Structural Engineering- ASCE*, 138:1, 62-71.
- [163] Vallenias, J.; Bertero, V. V.; and Popov, E. P.: "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Load," *Report No. UCB/EERC-77/13*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Aug. 1977, 105 pp.
- [164] Wang, Q.; Zhao, G.; Lin, L.: "Effect of axial load ratio and stirrups volume ratio on ductility of high-strength concrete columns", *ACI Special Publication 149-24*, October 1, 1994, pp 433-448.
- [165] Watson, Soesianawati, (1989): "Design of reinforced concrete frames of limited ductility". Tesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [166] Watson, S., and Park, R.; (1994), "Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 120, No.6, pp. 1825- 1849.
- [167] Wee, T.H.; Chin, M.S.; Mansur, M.A. Stress-strain relationship of high strength concrete in compression. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*. 1996;8(2):70-6.
- [168] Wehbe, Nadim, (1998): "Confinement of Rectangular Bridge Columns in Moderate Seismic Areas", *M.EERI*, #9, 10p.
- [169] Wong, Y. L.; Paulay, T.; and Priestley, M.J.N.: (1993), "Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Directional Seismic Attack", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No.2, March-April 1993, pp. 180- 191.

- [170] Woods, J.M.; Kioussis, P. D.; Ehsani, M. R.; Hamid, Saadatmanesh and Wolfgang, Fritz.: "Bending ductility of rectangular high strength concrete columns", *Engineering Structures*, 29, 2007, pp 1783-1790.
- [171] Yamashiro, R. and Siess, C. P.; "Moment-Rotation Characteristics of Reinforced Concrete Members Subjected to Bending, Shear, and Axial Load"; *Civil Engineering Studies, Structural Research series N° 260*; University of Illinois; Urbana, Illinois: 1962.
- [172] Yassin, M.; *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. Dissertation requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering Civil, University of California at Berkeley, 1994.
- [173] Yazzar, S.: "Estudio de la Ductilidad de Elementos Comprimidos Fabricados con Hormigón de Alta Resistencia Sometidos a Cargas Cíclicas de Flexión". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Enero de 2000, 149 pp.
- [174] Yeh, C.C. and Sheikh, S.A.; (1987), "Flexural Behavior of Confined Concrete Columns Subjected to High Axial Loads", Report No. UHCE 87-8, Department of Civil Engineering, University of Houston, Houston, Texas, Sept 1987.
- [175] Yong, Y.; Nour, M.G.; and Nawy, E.G.; (1988), "Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads", *Journal of the Structural Division, ASCE*, V.114, No.2, Feb. 1988, pp. 332-351.
- [176] Yu-Chen Ou, Mu-Sen Tai, Kuang-Yen Liu, and Kuo-Chun Chang : "Compressive Behavior of Steel-Fiber-Reinforced Concrete with a High Reinforcing Index". *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, February 2012, pp. 207- 215.
- [177] Zahn F.A.; "Design of reinforced concrete bridge columns for strength and ductility" Research report N° 86-7, University of Canterbury, Christchurch, Mar 1986, 330 pp.
- [178] Zahn, F.A.; Park, R.; and Priestley, M.J.N.; (1989), "Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending", *ACI Structural Journal, Proceedings*, V.56, No.2, Mar.-Apr. 1989, pp. 123- 131.

Anejo A.

“Ficha técnica de los ensayos”

En el presente Anejo se muestran las fichas técnicas obtenidas de todos los ensayos realizados durante la campaña experimental. En él se detalla las características técnicas de los materiales, dimensión y características del soporte. Además de los resultados observados como los registrados.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

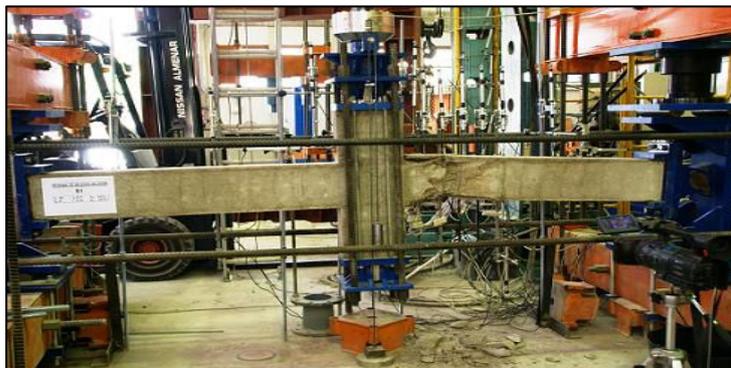
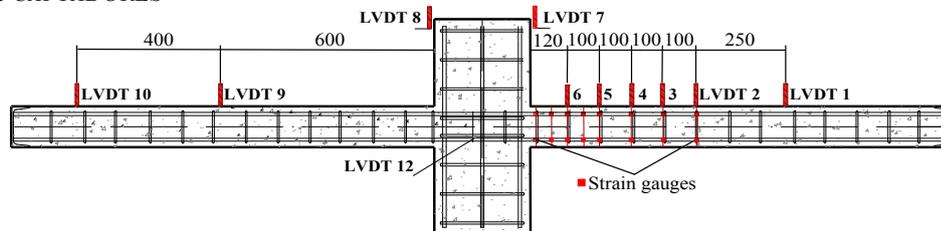
| | | | | | | |
|--|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|--------|
| Ensayo N° | 1 | Fecha de Hormigonado | 13-mayo-09 | | | |
| Soporte | NF00L05V2S100 | Fecha de Rotura | 10-junio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 34.75 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 1.4 | | Φ 8C/10 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 458.23 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzolith | Superplastificante Glenium AC-31 | | P ₁ (kN) | 53.96 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ_v (mm) | 7.51 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A -D
- Se alcanza la carga máxima media de 85.81 kN y un desplazamiento máximo medio de 18.20 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 20 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

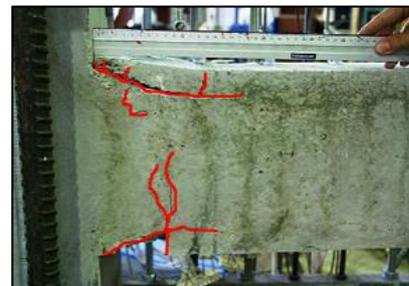
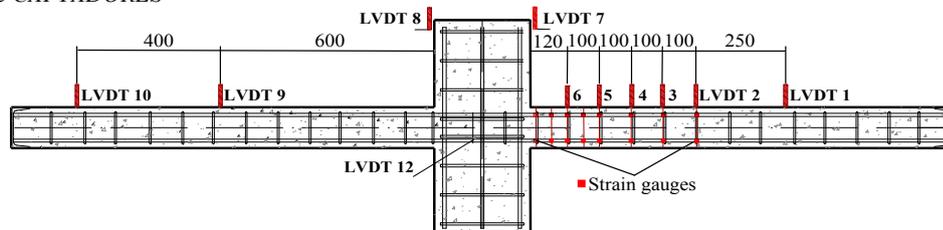
| | | | | | | |
|--|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|--------|
| Ensayo N° | 9 | Fecha de Hormigonado | 30-junio-09 | | | |
| SopORTE | NF00L05V2S50 | Fecha de Rotura | 28-julio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 29.68 | b _x h | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ8C/5 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 3A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 405.18 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P ₁ (kN) | 49.05 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ _v (mm) | 9.72 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2B-D.
- Se alcanza la carga máxima media de 80.01 kN y un desplazamiento máximo medio de 22.44 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 19.24 % de la carga máxima.
- No se produjo pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

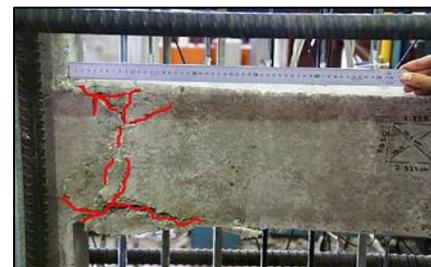
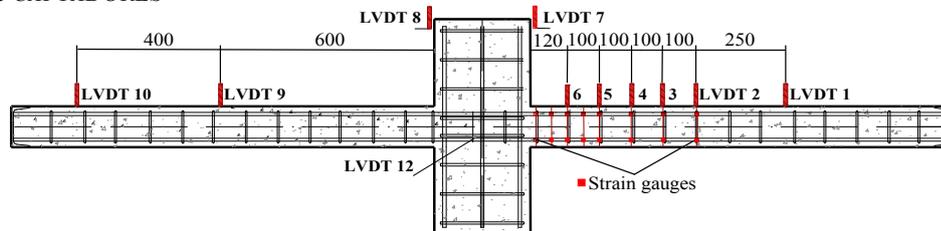
| | | | | | | |
|--|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 4 | Fecha de Hormigonado | 12-junio-09 | | | |
| Soporte | NF30L05V2S100 | Fecha de Rotura | 10-julio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 33.37 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 1.4 | | Φ 8C/10 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 30 | Axil (kN) | 455.46 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 49.05 |
| 0 | | 1.22 | 2.44 | | Δ_v (mm) | 11.02 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



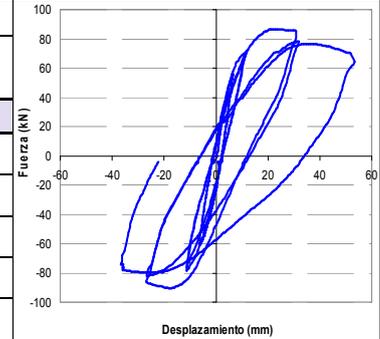
OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A -U.
- Se alcanza la carga máxima media de 80.97 kN y un desplazamiento máximo medio de 15.64 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 18.52 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

| Ensayo N° | 5 | Fecha de Hormigonado | 17-junio-09 | |
|--------------------------|---------------|----------------------|-------------|--|
| SopORTE | NF30L05V2S100 | Fecha de Rotura | 15-julio-09 | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 38 | b _x h | 15x26 | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ8C/5 | |



DOSIFICACIÓN (Kg/m³)

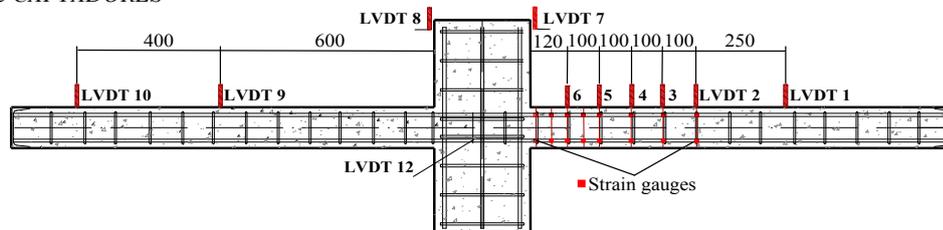
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
|----------------------|------|-------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|-------|
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 3A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 30 | Axil (kN) | 518.7 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P ₁ (kN) | 58.86 |
| 0 | | 1.22 | 2.44 | | Δ _v (mm) | 11.58 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

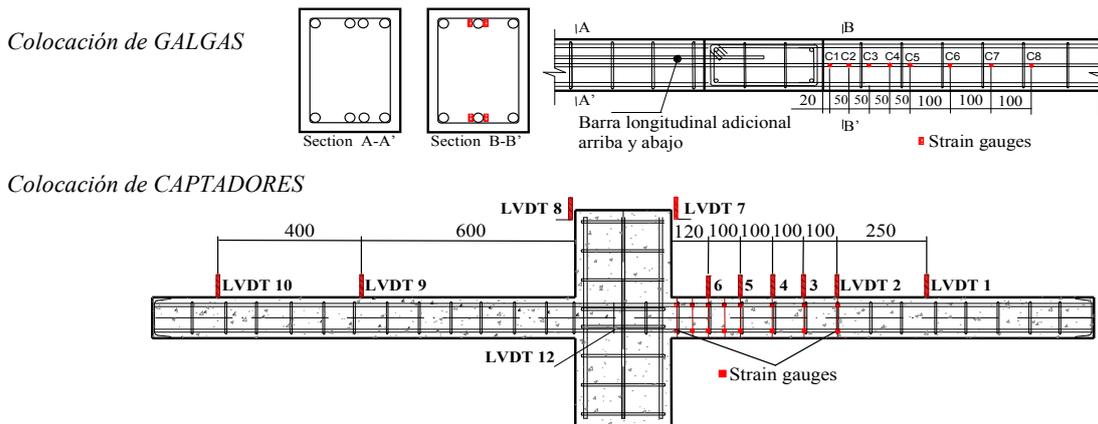
- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-D.
- Se alcanza la carga máxima media de 86.06 kN y un desplazamiento máximo medio de 23.85 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 13.10 % de la carga máxima.
- No se produjo pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

| | | | | | | |
|--|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 6 | Fecha de Hormigonado | 22-junio-09 | | | |
| Soporte | NF60L05V2S100 | Fecha de Rotura | 20-julio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 33.65 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 1.40 | | Φ 8C/10 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 3A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 459.32 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 49.05 |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 7.73 |

INSTRUMENTACIÓN



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 3A-D.
- Se alcanza la carga máxima media de 83.79 kN y un desplazamiento máximo medio de 20.33 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 10.75 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

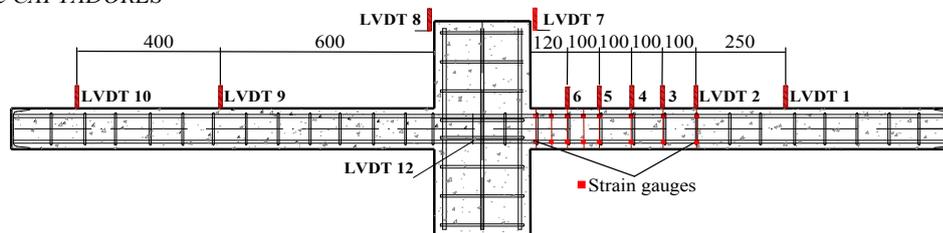
| Ensayo N° | 7 | Fecha de Hormigonado | 24-junio-09 | | | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|-------|--|
| SopORTE | NF60L05V2S100 | Fecha de Rotura | 22-julio-09 | | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 29.52 | bxh | 15x26 | | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | 6 | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ 8C/5 | | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m ³) | | | | | CARGAS | | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 4B-D | |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 402.9 | |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzolith | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 49.05 | |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 8.40 | |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 3A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 83.51 kN y un desplazamiento máximo medio de 24.74 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 24.08 % de la carga máxima.
- No se produjo pandeo de la armadura longitudinal.

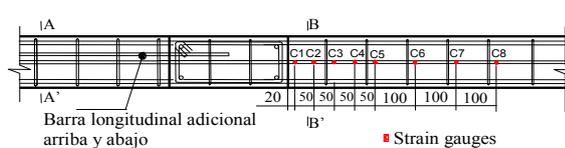
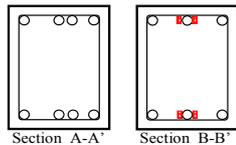
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

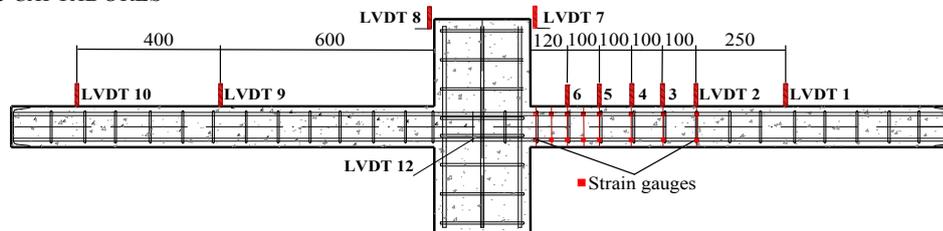
| | | | | | | |
|-----------------------------|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 8 | Fecha de Hormigonado | 26-junio-09 | | | |
| Soporte | NF60L05V2S100 | Fecha de Rotura | 24-julio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 32.12 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 0.23 | | Φ 8C/60 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 438.39 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzolith | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 53.96 |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 7.52 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 85.75 kN y un desplazamiento máximo medio de 26.66 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 13.90 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

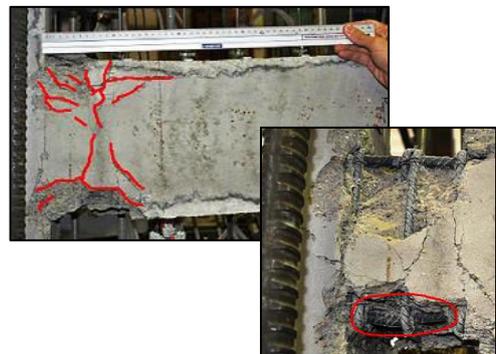
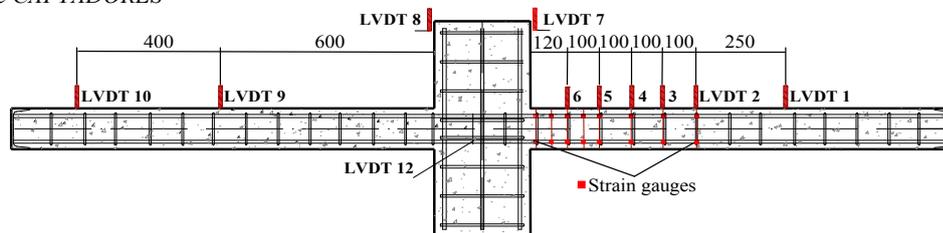
| | | | | | | |
|--|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 10 | Fecha de Hormigonado | 02-sept.-09 | | | |
| SopORTE | NF00L05V1S50 | Fecha de Rotura | 30-sept.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 29.18 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.10 | Acero | Lote 2 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ 8C/5 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 3B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 113.82 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 44.15 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ_v (mm) | 11.37 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 63.50 kN y un desplazamiento máximo medio de 18.39 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 7.65 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal inferior y se produjo fractura del acero longitudinal superior.

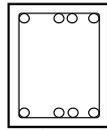
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

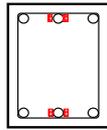
| | | | | | | |
|-----------------------------|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 13 | Fecha de Hormigonado | 10-sept.-09 | | | |
| Soporte | NF00L05V1S50 | Fecha de Rotura | 08-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 30.63 | bxh | 15x14 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 10.71 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.44 | | 6Φ8 | | | |
| ρ_s (%) | 3.03 | | Φ8C/7 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 8A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 225.09 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 5.89 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ_v (mm) | 4.09 |

INSTRUMENTACIÓN

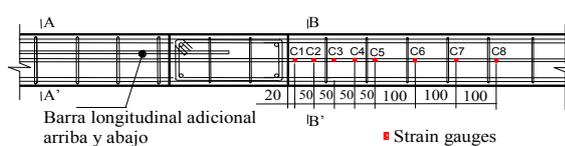
Colocación de GALGAS



Section A-A'

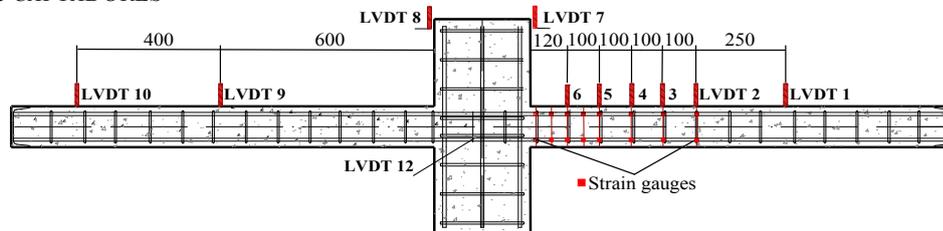


Section B-B'



Strain gauges

Colocación de CAPTADORES



Strain gauges



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 4A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 15.04 kN y un desplazamiento máximo medio de 23.66 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 20 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

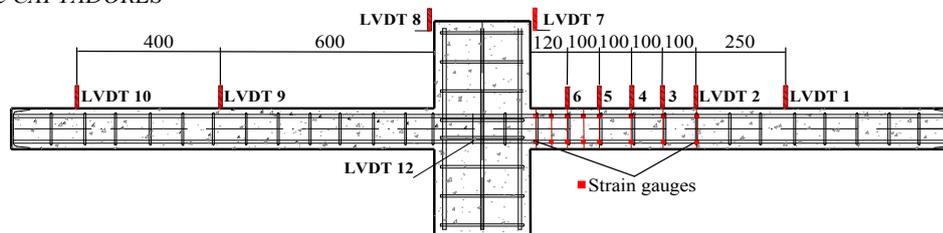
| | | | | | | |
|--|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|--------|
| Ensayo N° | 11 | Fecha de Hormigonado | 04-sept.-09 | | | |
| SopORTE | NF00L05V3S50 | Fecha de Rotura | 02-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 30.40 | b _x h | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.55 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ8C/5 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 652.08 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P ₁ (kN) | 49.05 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ _v (mm) | 7.16 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 79.47 kN y un desplazamiento máximo medio de 14.64 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 13.71 % de la carga máxima.
- No se observó pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

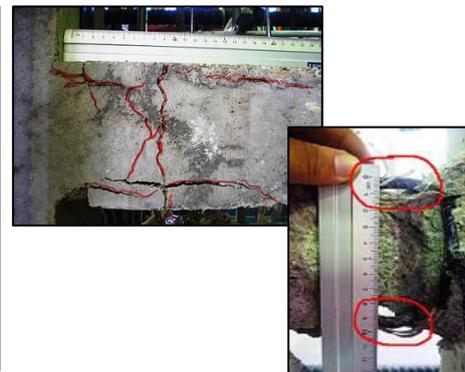
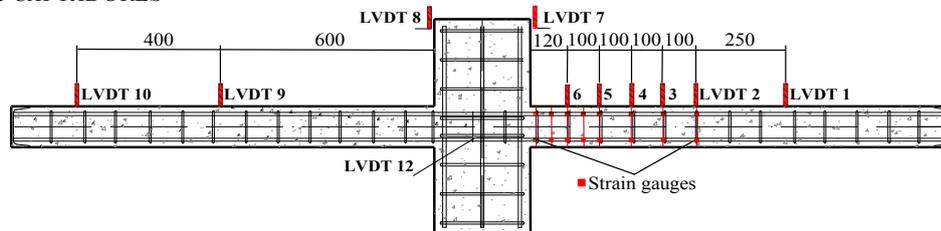
| | | | | | | |
|--|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 14 | Fecha de Hormigonado | 16-sept.-09 | | | |
| Soporte | NF00L10V3S70 | Fecha de Rotura | 14-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 32.68 | bxh | 15x14 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 10.71 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.55 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.44 | | 6 Φ 8 | | | |
| ρ_s (%) | 3.03 | | Φ 8C/7 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 7B-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 0 | Axil (kN) | 377.39 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 4.91 |
| 0 | | 0 | 0 | | Δ_v (mm) | 2.66 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 5A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 17.36 kN y un desplazamiento máximo medio de 25.66 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 6.41 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

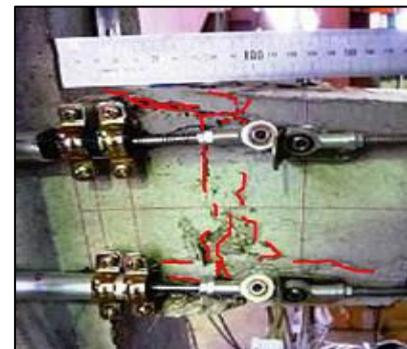
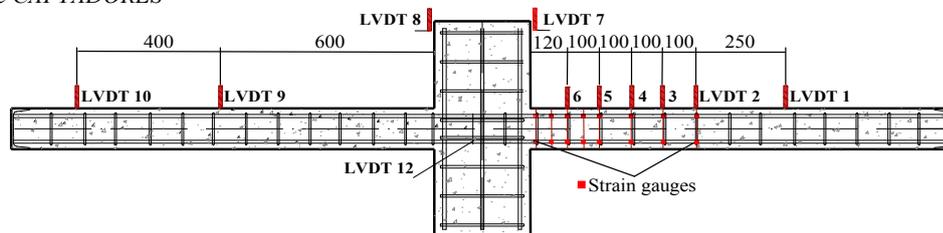
| | | | | | | |
|-----------------------------|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 25 | Fecha de Hormigonado | 11-junio-10 | | | |
| SopORTE | NF60L10V2S70 | Fecha de Rotura | 09-julio-10 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 30.23 | bxh | 15x14 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 10.71 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 3 | | | |
| ρ_l (%) | 1.44 | | 6Φ8 | | | |
| ρ_s (%) | 3.03 | | Φ8C/7 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 5A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 222.15 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 10.30 |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 21.06 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A -U.
- Se alcanza la carga máxima media de 13.47 kN y un desplazamiento máximo medio de 19.91 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 25.48 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

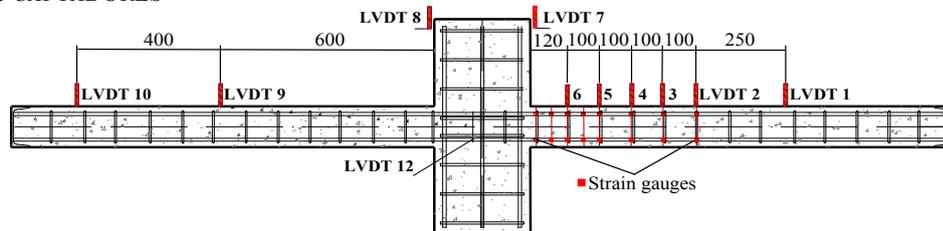
| | | | | | | |
|-----------------------------|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|-------|
| Ensayo N° | 26 | Fecha de Hormigonado | 15-junio-10 | | | |
| Soporte | NF60L10V1S70 | Fecha de Rotura | 13-julio-10 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 30.78 | bxh | 15x14 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 10.71 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.10 | Acero | Lote 3 | | | |
| ρ_l (%) | 1.44 | | 6Φ8 | | | |
| ρ_s (%) | 3.03 | | Φ8C/7 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 6A-D |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 64.63 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 8.34 |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 18.63 |
| CARGAS | | | | | | |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 13.92 kN y un desplazamiento máximo medio de 49.88 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 20 % de la carga máxima.
- No se observó pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

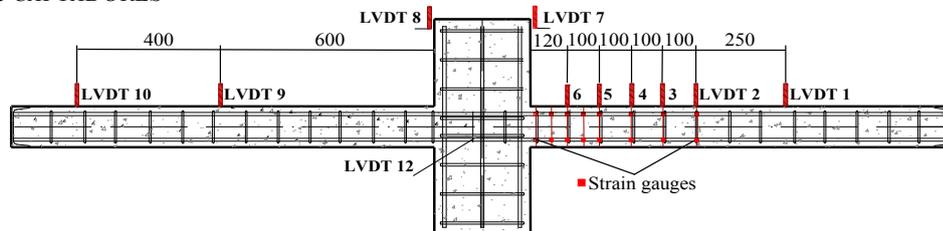
| | | | | | | | |
|--|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|---------------|--|
| Ensayo N° | 27 | Fecha de Hormigonado | 18-mayo-10 | | | | |
| Soporte | NF60L05V1S50 | Fecha de Rotura | 15-junio-10 | | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 32.43 | bxh | 15x26 | | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.10 | Acero | Lote 3 | | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ 8C/5 | | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 5B-D | |
| 348 | 220 | 1065 | 666 | 60 | Axil (kN) | 126.49 | |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 34.34 | |
| 0 | | 1.57 | 3.13 | | Δ_v (mm) | 8.34 | |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 3A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 69.92 kN y un desplazamiento máximo medio de 23.14 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 15.48 % de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

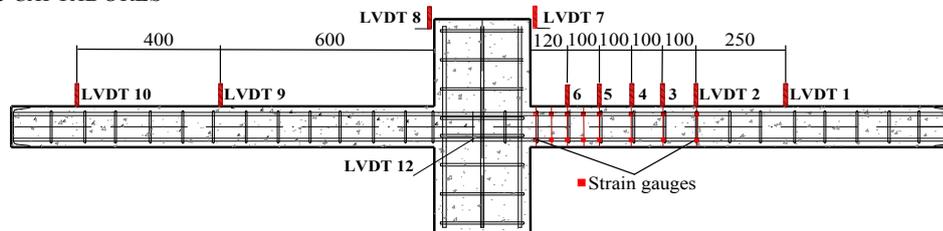
| | | | | | | |
|--|--------------|------------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|--------|
| Ensayo N° | 2 | Fecha de Hormigonado | 02-junio-09 | | | |
| Soporte | NF60L05V1S50 | Fecha de Rotura | 30-junio-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 64.06 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 1.40 | | Φ 8C/10 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2A-D |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 0 | Axil (kN) | 874.35 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzolith 651N | Superplastificante Glenium AC-31 | | P ₁ (kN) | 78.48 |
| 50 | | | | | 4.27 | 8.55 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 133.25 kN y un desplazamiento máximo medio de 20.64 mm obtenido en el punto de control. La carga última es la misma de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

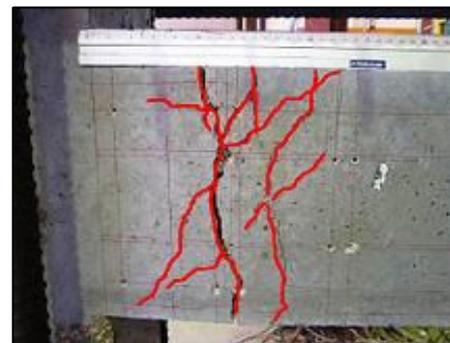
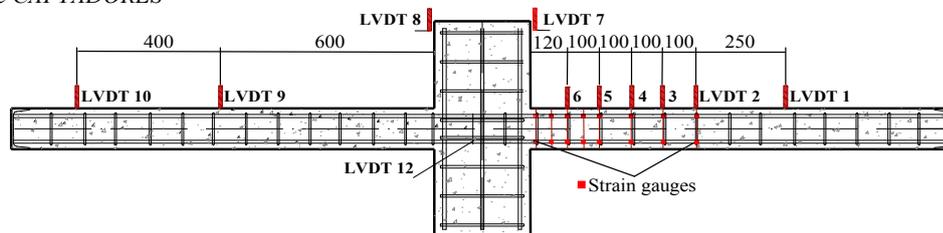
| | | | | | | |
|-----------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
| Ensayo N° | 3 | Fecha de Hormigonado | 21-mayo-10 | | | |
| SopORTE | NF60L05V1S50 | Fecha de Rotura | 18-junio-10 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 71.73 | b _x h | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 3 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ8C/5 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 1B-D |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 0 | Axil (kN) | 979.11 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth 651N | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 63.77 |
| | | | | | Δ_v (mm) | 9.24 |
| 50 | | 4.27 | 8.55 | | | |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

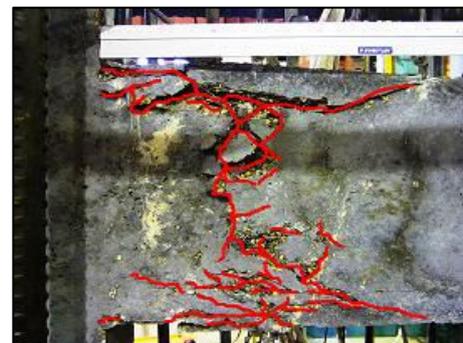
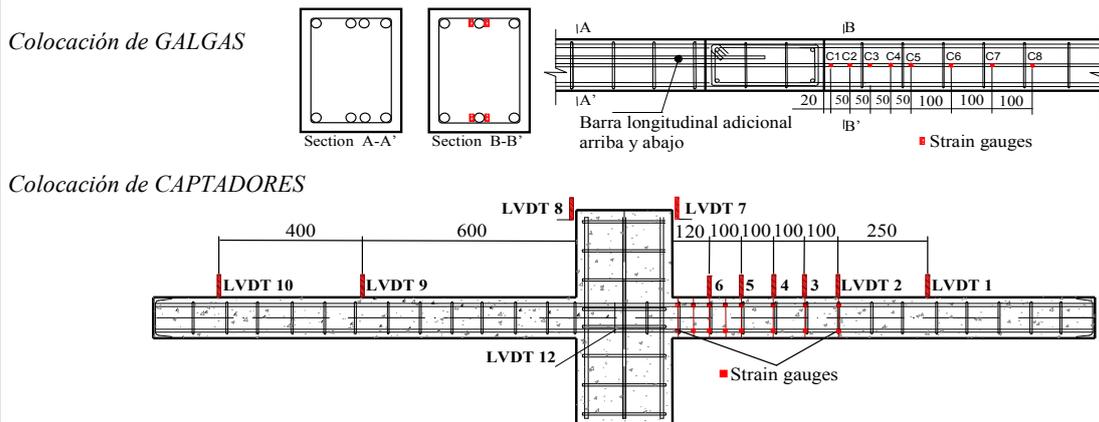
- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 106.99 kN y un desplazamiento máximo medio de 17.83 mm obtenido en el punto de control. La carga última es la misma de la carga máxima.
- No se presenta pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

| | | | | | | |
|--|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|---------|
| Ensayo N° | 15 | Fecha de Hormigonado | 18-sept.-09 | | | |
| SopORTE | HF60L05V2S100 | Fecha de Rotura | 16-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 75.47 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 2 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 1.40 | | Φ 8C/10 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2B-D |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 60 | Axil (kN) | 1030.12 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzolith | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 78.48 |
| 50 | | 6.41 | 12.82 | | Δ_v (mm) | 8.65 |
| CARGAS | | | | | | |

INSTRUMENTACIÓN



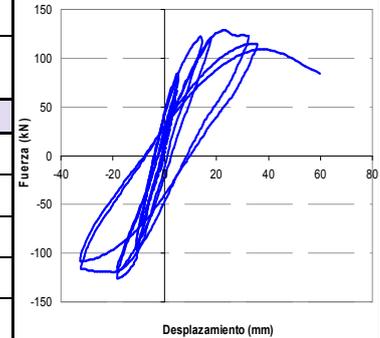
OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A -U.
- Se alcanza la carga máxima media de 145.51 kN y un desplazamiento máximo medio de 20.97 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 15.22 % de la carga máxima.
- No se observa el pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

| | | | | | |
|-----------------------------|--------------|-------------------------|----------------------------------|--------|---------------------|
| Ensayo N° | 16 | Fecha de Hormigonado | 22-junio-10 | | |
| SopORTE | HF60L05V2S50 | Fecha de Rotura | 20-julio-10 | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 79.17 | b _x h | 15x26 | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 3 | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6Φ12 | | |
| ρ_s (%) | 2.79 | | Φ8C/5 | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | CARGAS |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 60 | N° ciclos |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | Axil (kN) |
| 50 | | 6.41 | 12.82 | | P ₁ (kN) |
| | | | | | Δ _v (mm) |
| | | | | | 3B-D |
| | | | | | 1080.62 |
| | | | | | 68.67 |
| | | | | | 6.10 |

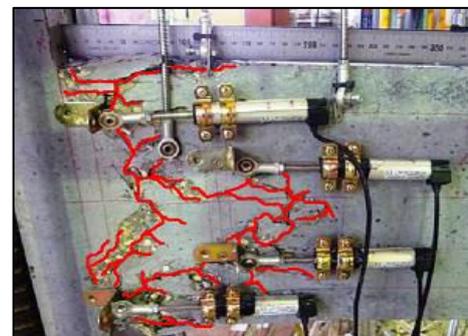
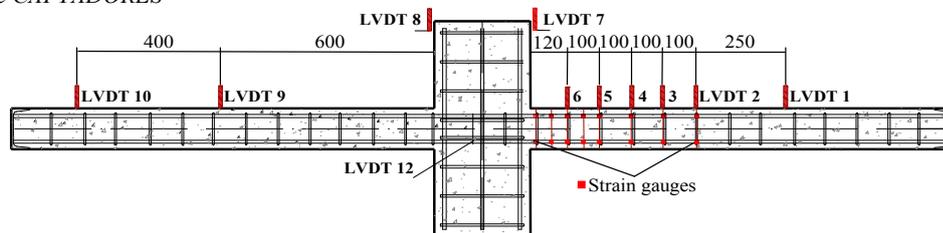


INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento justo antes de llegar a 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 123.81 kN y un desplazamiento máximo medio de 32.28 mm obtenido en el punto de control. La carga última se consigue al 10.04 % de la carga máxima.
- No se observa el pandeo de la armadura longitudinal.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

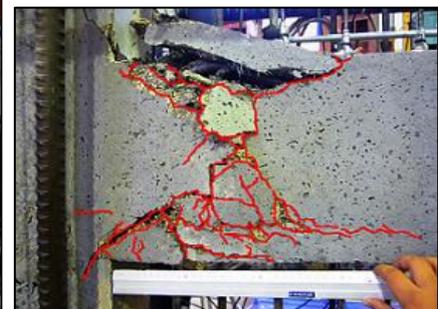
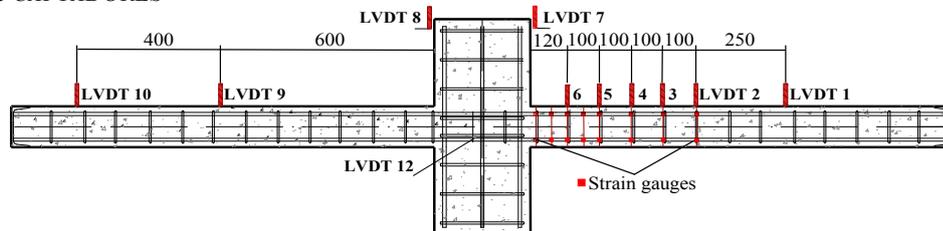
| | | | | | | |
|-----------------------------|---------------|-------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|---------|
| Ensayo N° | 17 | Fecha de Hormigonado | 25-sept.-09 | | | |
| Soporte | HF30L05V2S600 | Fecha de Rotura | 23-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 75.63 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 0.23 | | Φ 8C/60 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2A-D |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 30 | Axil (kN) | 1032.40 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth | Superplastificante Glenium AC-31 | | P_1 (kN) | 78.48 |
| 50 | | 5.34 | 10.69 | | Δ_v (mm) | 8.91 |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo rotura frágil.
- Se alcanza la carga máxima media de 138.83 kN y un desplazamiento máximo medio de 18.12 mm obtenido en el punto de control. La carga última es la misma de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN

FICHA TÉCNICA DE ENSAYOS

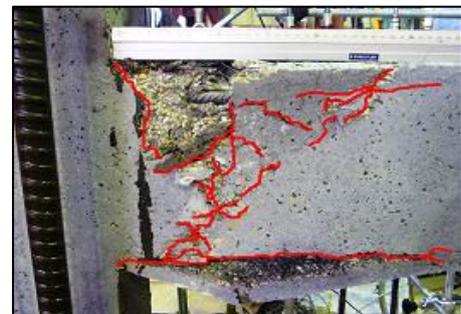
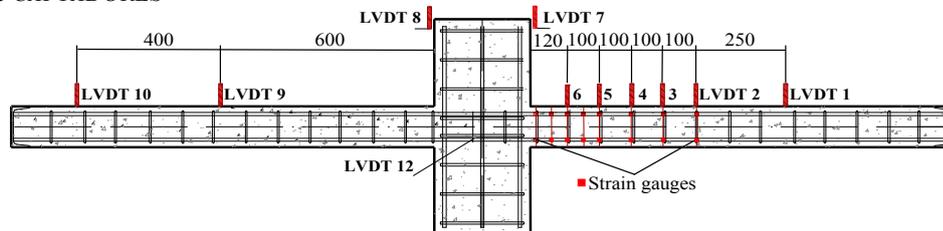
| | | | | | | |
|--|---------------|------------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|---------|
| Ensayo N° | 18 | Fecha de Hormigonado | 29-sept.-09 | | | |
| SopORTE | HF60L05V2S600 | Fecha de Rotura | 27-oct.-09 | | | |
| CARACTERÍSTICAS | | | | | | |
| f_{cm} (MPa) | 75.08 | bxh | 15x26 | | | |
| Esbeltez (λ_v) | 5.76 | | | | | |
| Axil reducido (ν) | 0.35 | Acero | Lote 1 | | | |
| ρ_l (%) | 1.74 | | 6 Φ 12 | | | |
| ρ_s (%) | 0.23 | | Φ 8C/60 | | | |
| DOSIFICACIÓN (Kg/m³) | | | | | CARGAS | |
| Cemento | Agua | Arena | Grava | Fibras | N° ciclos | 2A-D |
| 427.5 | 180 | 705 | 890 | 60 | Axil (kN) | 1024.89 |
| Humo de Sílice | | Plastificante Pozzoloth 651N | Superplastificante Glenium AC-31 | | P1 (kN) | 78.48 |
| | | | | | Δy (mm) | 9.92 |
| 50 | | 6.41 | 12.82 | | | |

INSTRUMENTACIÓN

Colocación de GALGAS



Colocación de CAPTADORES



OBSERVACIONES

- Se produjo salto de recubrimiento en 2A-U.
- Se alcanza la carga máxima media de 136.29 kN y un desplazamiento máximo medio de 22.25 mm obtenido en el punto de control. La carga última es la misma de la carga máxima.
- Se evidenció pandeo de la armadura longitudinal (superior e inferior).

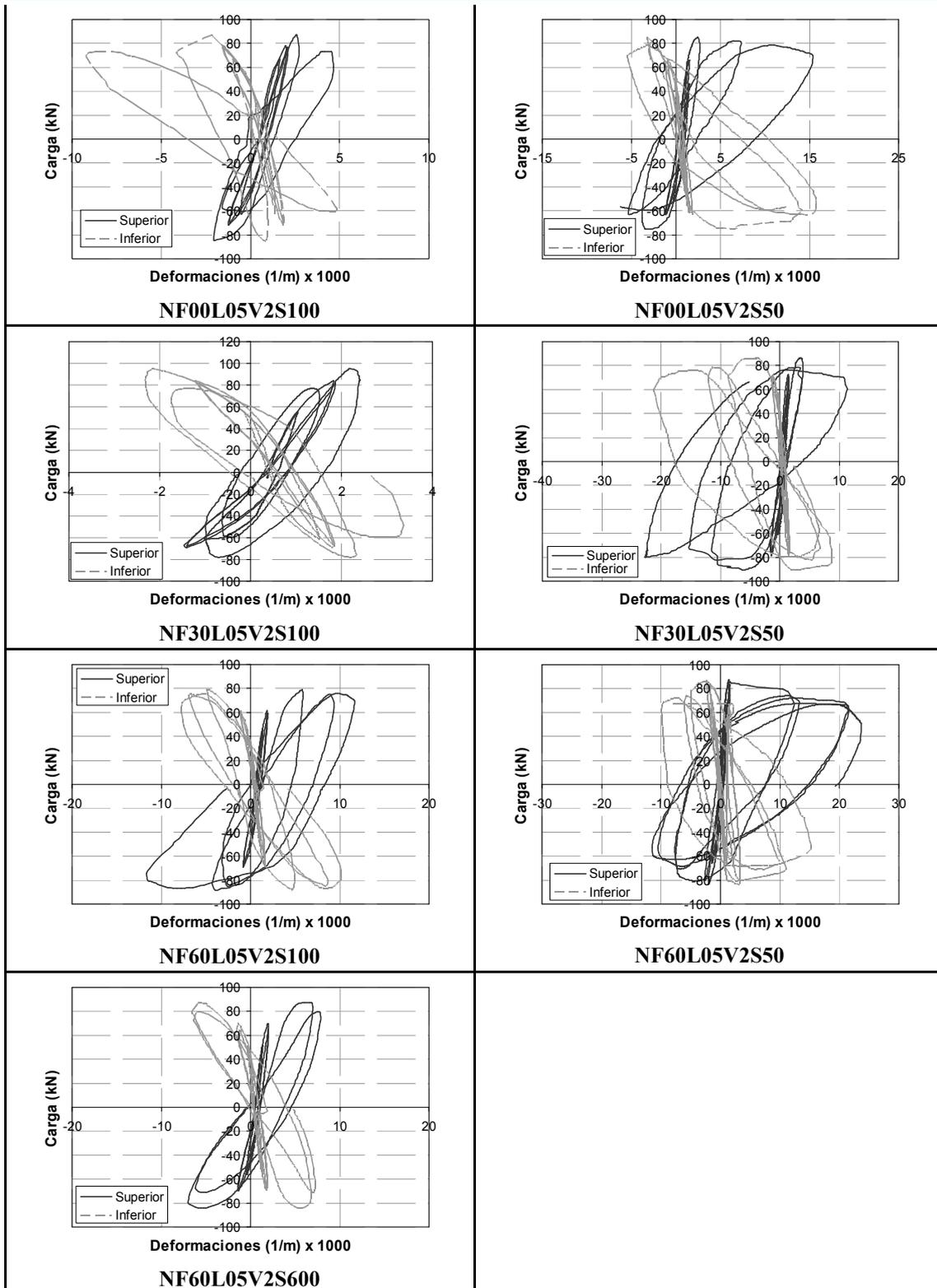
Anejo B.

“Medidas directas de los ensayos experimentales”

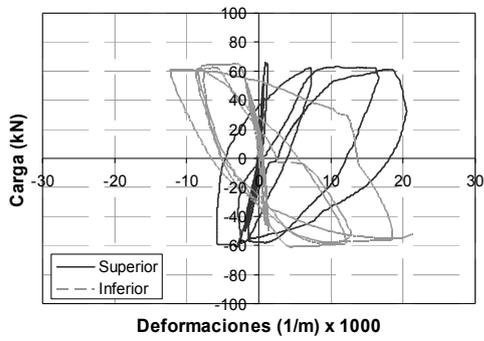
En este anejo se exponen resultados de medidas directas obtenidas para todos los soportes del programa experimental. En la primera parte se muestra para cada ensayo realizado, las deformaciones alcanzadas tanto en la armadura longitudinal comprimida como traccionada en la sección crítica del soporte, ubicado a 7 cm del rigidizador. En la segunda parte, se muestran las gráficas de momento- curvatura para todos los ensayos experimentales realizados en la campaña experimental.

B.1. Deformaciones

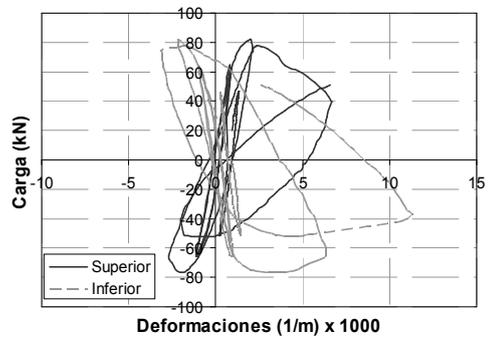
Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



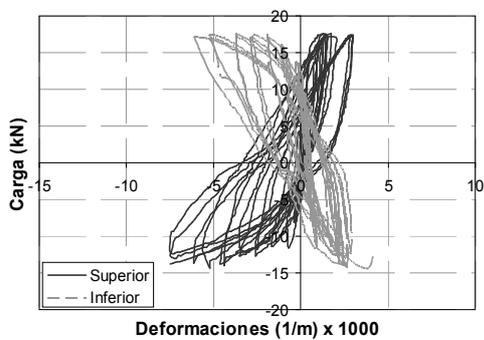
Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



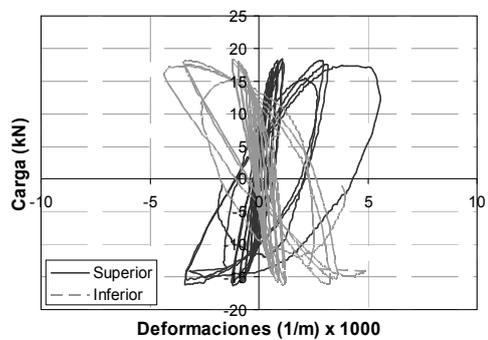
NF00L05V1S50



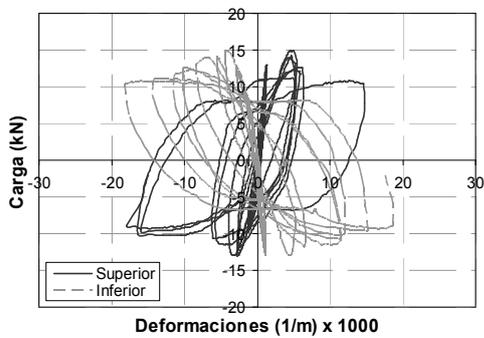
NF00L05V3S50



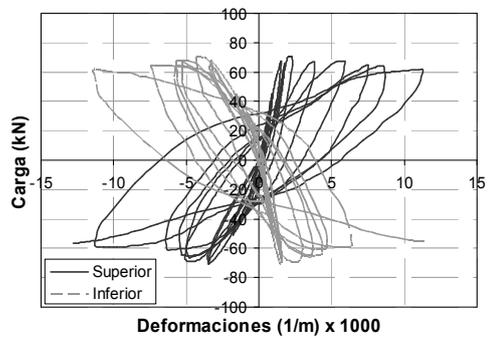
NF00L10V2S70



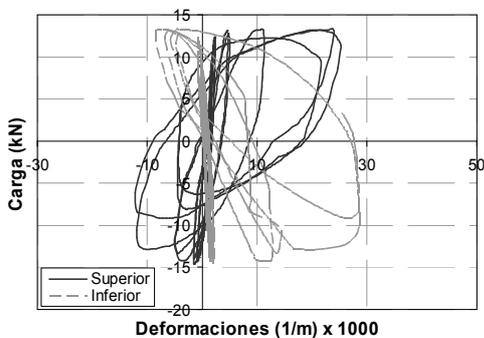
NF00L10V3S70



NF60L10V1S70

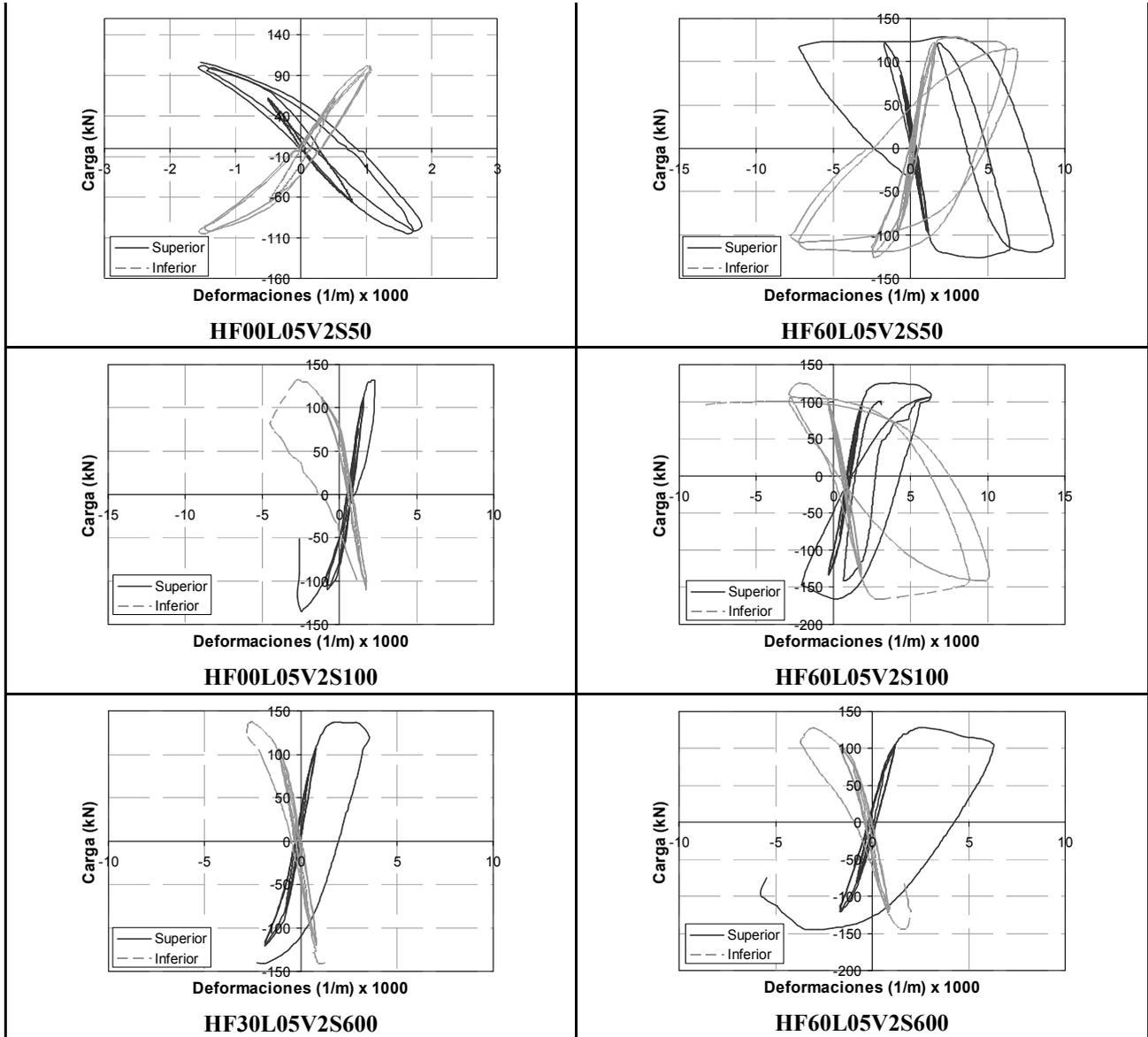


NF60L05V1S50

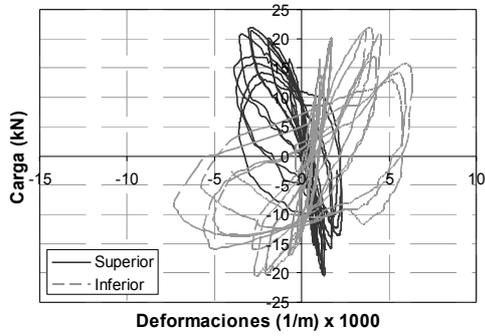


NF60L10V2S70

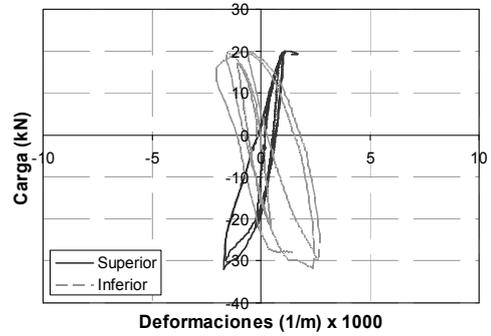
Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia



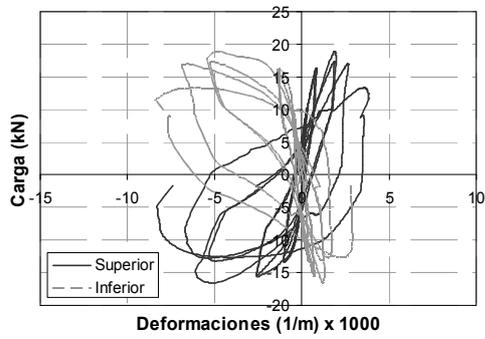
Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia



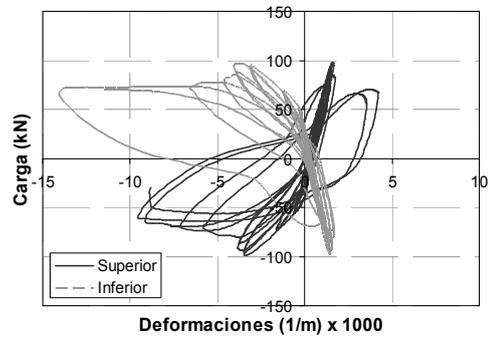
HF60L10V1S70



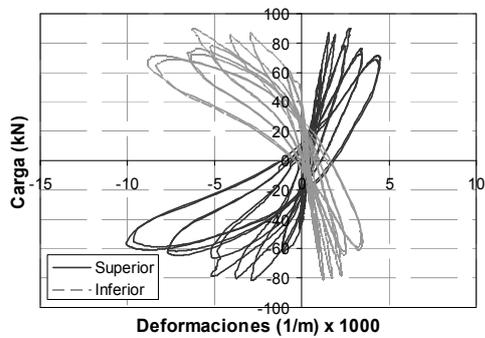
HF60L10V2S70



HF00L10V1S70



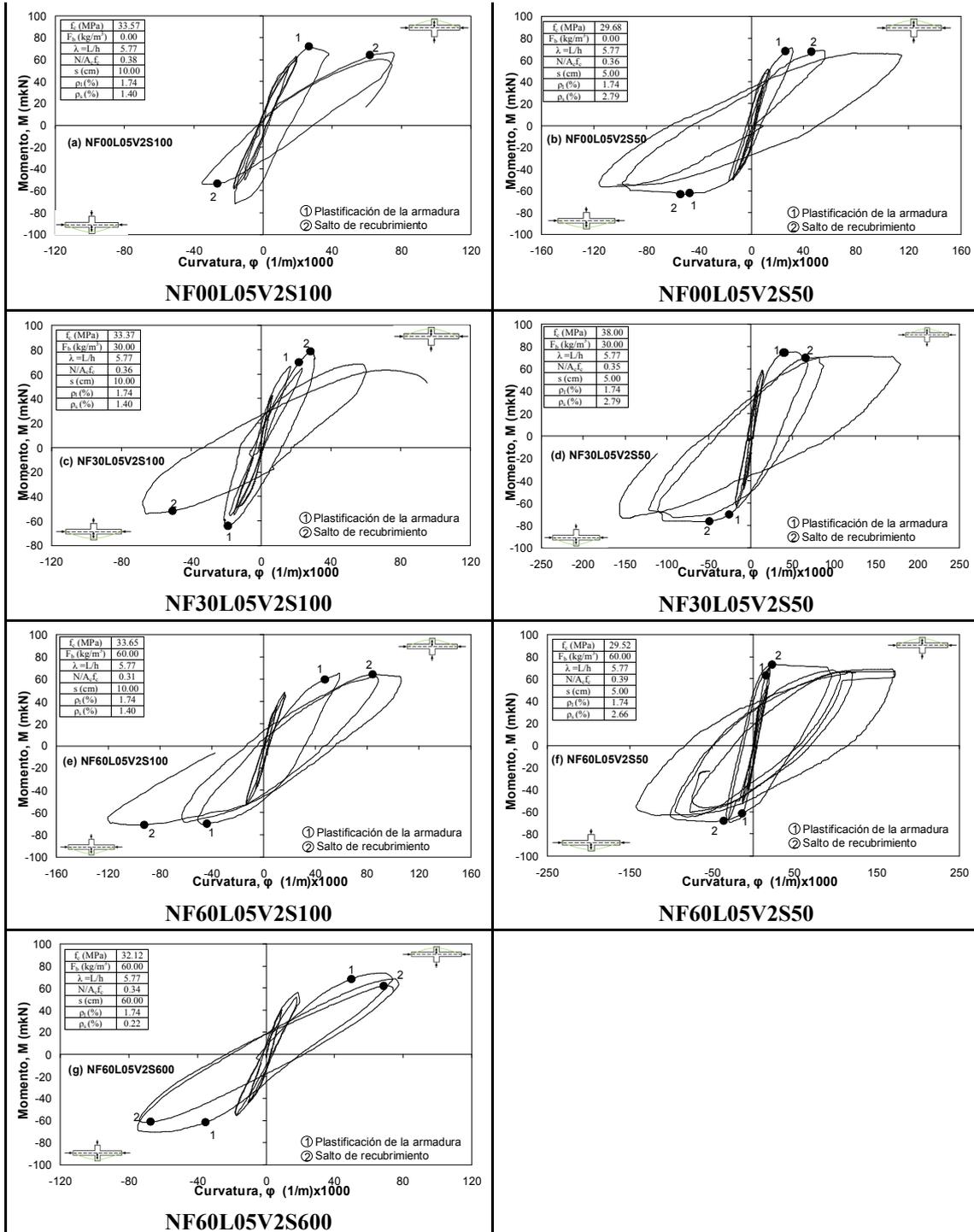
HF60L05V1S50



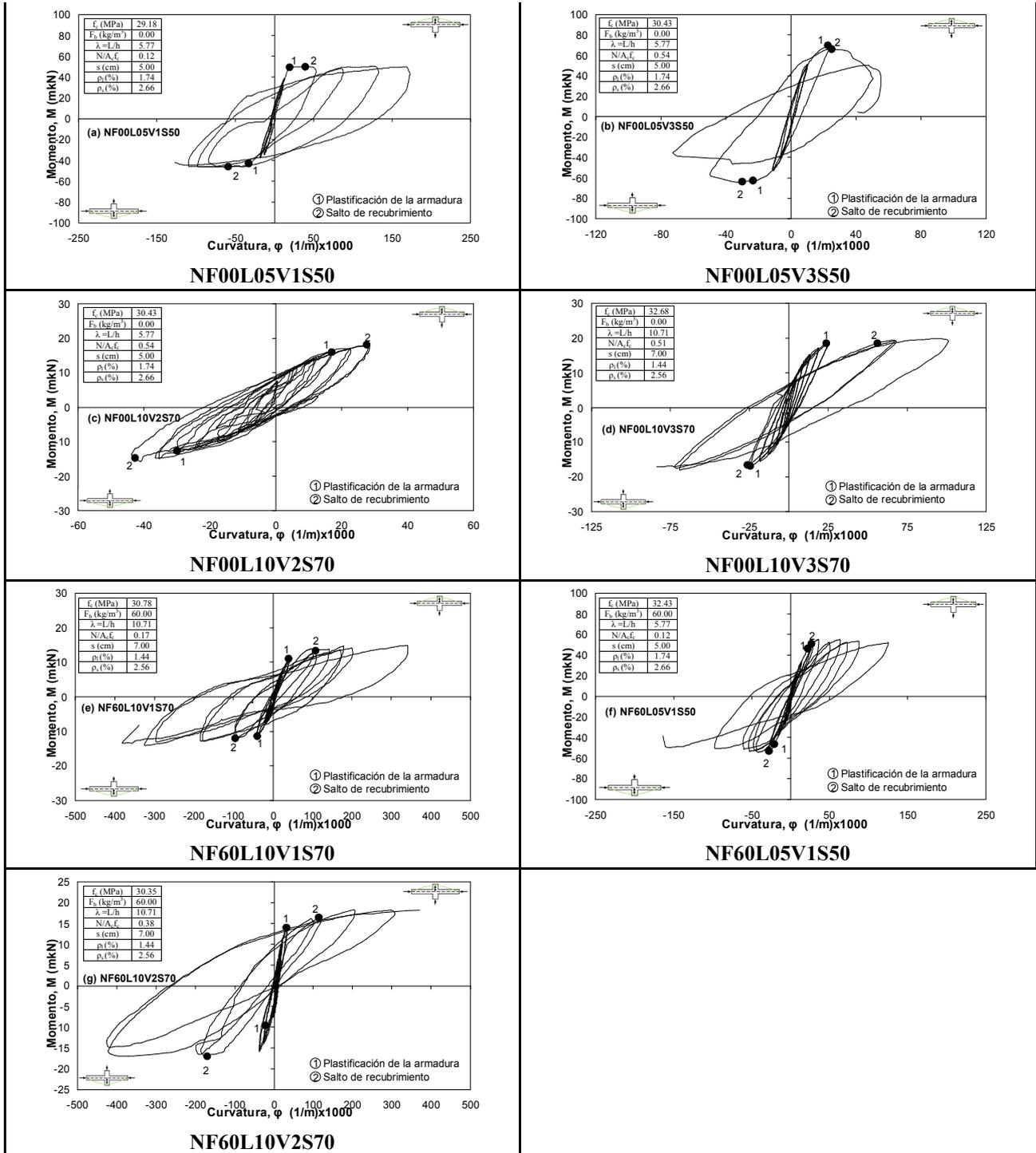
HF00L05V1S50

B.2. Momento Curvatura

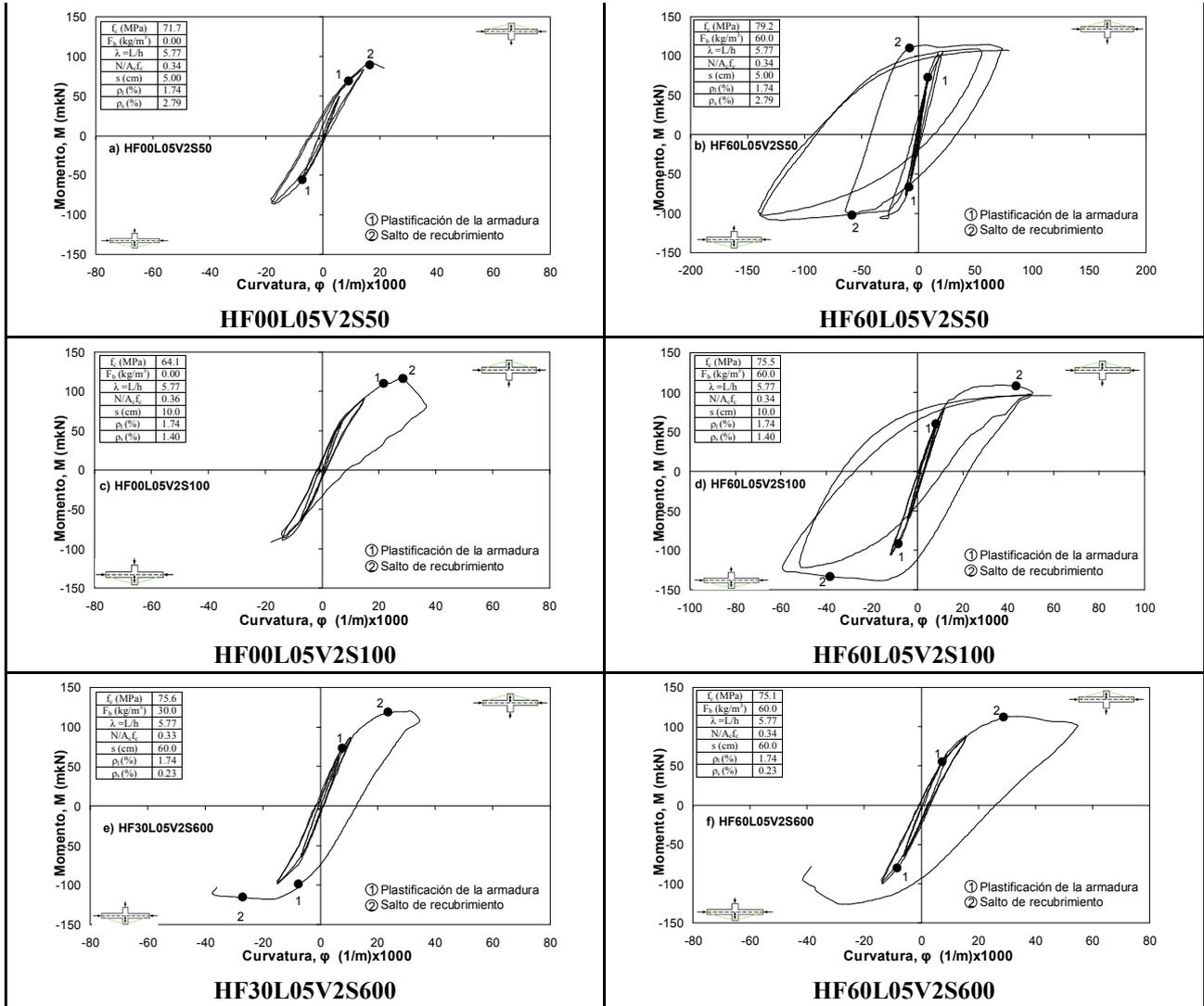
Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



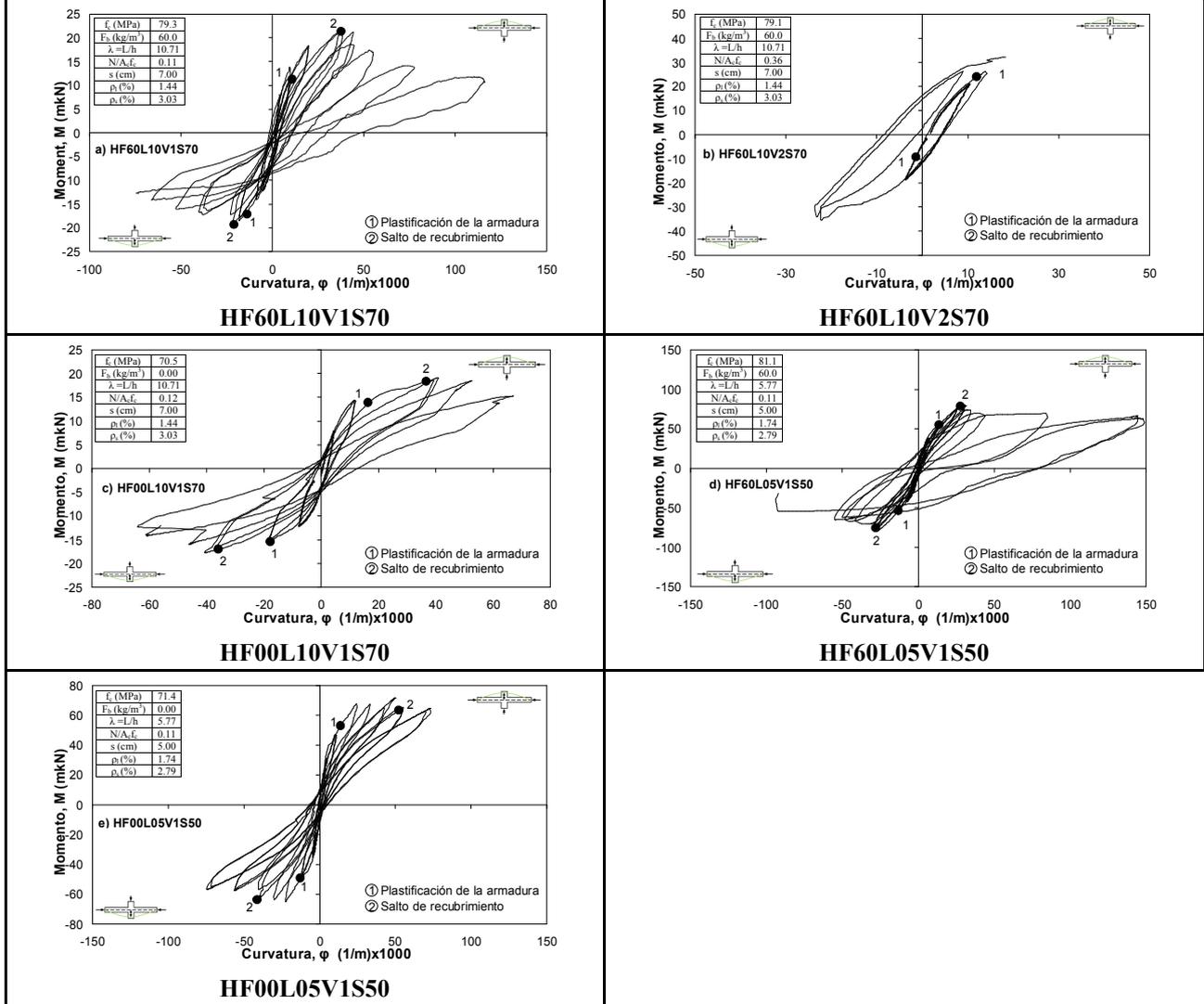
Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia



Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia



Anejo C.

“Modelos teóricos para el hormigón utilizados en el modelo numérico”

En este anejo se exponen las propuestas de autores que se han utilizado para el desarrollo del modelo numérico (OpenSees).

C.1. Hormigón sin fibras

Éstos autores proponen una ecuación general para el comportamiento tanto del hormigón confinado como no confinado (Figura C.1) en función de la resistencia a compresión (f_{co}), de la deformación unitaria correspondiente a la tensión pico (ϵ_1 y ϵ_{01}), de la deformación última (ϵ_{20}) y de la deformación correspondiente a la caída en la tensión pico del 15% (ϵ_{c85}). En la Tabla C.1 se muestran las expresiones correspondientes al modelo constitutivo propuesto por Saatcioglu et al. (1995) [136].

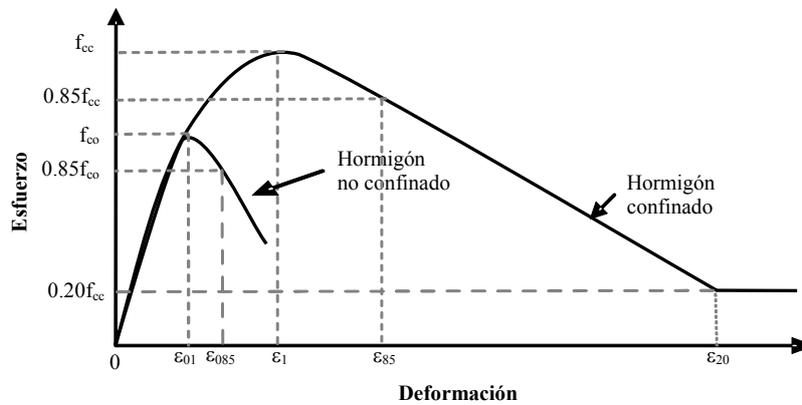


Figura C.1 Curva de tensión de compresión-deformación del hormigón confinado y no confinado propuesto por Saatcioglu et al. (1995) [136].

Tabla C.1 Modelo constitutivo propuesto por Saatcioglu et al. (1995) [136], para hormigón convencional.

| Descripción | Expresiones |
|--|--|
| Expresión general que describe el comportamiento de la resistencia a compresión del hormigón, ecuaciones que están en función de las propiedades del hormigón. | $f_c = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right)^2 \right]^{1/(1+2K)} \leq f_{cc}$ <p style="text-align: right;">C.1</p> $f_{cc}' = f_{co} + k_1 f_{le}$ <p style="text-align: right;">C.2</p> |
| Expresiones que relacionan a la ecuación general y están en función de lo que aporta la armadura transversal. | $f_{le} = k_2 f_l$ <p style="text-align: right;">C.3</p> $f_l = \frac{\sum A_s f_{yl} \text{sen } \alpha}{s b_c}$ <p style="text-align: right;">C.4</p> |

| | |
|---|--|
| <p>Expresiones que tienen en cuenta las características de la armadura transversal y que aporta a la resistencia a compresión del hormigón.</p> | $K = \frac{k_1 f_{le}}{f_{co}} \quad \text{C.5}$ |
| | $k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17} \quad \text{C.6}$ |
| | $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)\left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad \text{C.7}$ |
| <p>Deformaciones límite, tanto para hormigón confinado como no confinado.</p> | $\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K) \quad \text{C.8}$ |
| | $\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad \text{C.9}$ |
| | $\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad \text{C.10}$ |

donde:

- f_c tensión de compresión del hormigón (MPa),
- f'_{cc} resistencia a compresión del hormigón confinado (MPa),
- f_{co} resistencia a compresión del hormigón no confinado (MPa),
- f_{le} presión lateral equivalente producto del efecto de la presión de confinamiento,
- f_l promedio de la presión lateral por confinamiento (MPa),
- K, k_1, k_2 coeficientes que se definen en función del aporte del acero transversal,
- ρ cuantía geométrica transversal de confinamiento,
- ε_c deformación del hormigón,
- ε_1 deformación correspondiente a la tensión máxima a compresión del hormigón confinado,
- ε_{01} deformación correspondiente al esfuerzo máximo a compresión del hormigón no confinado,
- ε_{85} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón confinado,
- ε_{085} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón no confinado,
- α es el ángulo que se forma entre la presión que causa la armadura transversal por confinamiento y el lado correspondiente al núcleo, denominado b_c . Éste ángulo es igual a 90° cuando la presión de la armadura transversal es perpendicular al núcleo confinado,

- A_s el área de una de las armaduras transversales,
 s separación entre los estribos (mm),
 s_t separación lateral entre barras de la armadura longitudinal (mm),
 b_{xc}, b_{cy} dimensión del núcleo confinado en la dirección x y y respectivamente.

En la Tabla C.2 se muestran las expresiones correspondientes al modelo constitutivo propuesto por estos autores.

Tabla C.2 Modelo de curva de resistencia a compresión propuesta por Saatcioglu et al. (1999) [131] para hormigones de alta resistencia.

| Descripción | Expresiones |
|--|---|
| Expresión general que describe el comportamiento de la resistencia a compresión del hormigón, ecuaciones que están en función de las propiedades del hormigón. | $f_c = \frac{f'_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^r}; r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; f'_{cc} = f_{co} + k_1 f_{le} \quad \text{C.11}$ $E_c = 3,320 \sqrt{f'_c} + 6,900 \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_1} \quad \text{C.12}$ |
| Expresiones que relacionan a la ecuación general y están en función de lo que aporta la armadura. | $f_{le} = k_2 f_l; f_l = \frac{\sum A_s f_{yl} \text{sen} \alpha}{s b_c} \quad \text{C.13}$ |
| Expresiones que tiene en cuenta las características del acero de la armadura transversal y que aporta a la resistencia a compresión del hormigón. | $K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}}; k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad \text{C.14}$ $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s_t} \right) \left(\frac{1}{f_l} \right)} \leq 1.0 \quad \text{C.15}$ $k_3 = \frac{40}{f'_{co}} \leq 1.0; k_4 = \frac{f_{yl}}{500} \geq 1.0 \quad \text{C.16}$ |
| Deformaciones en distintos puntos vistos en la Figura C.1, tanto para hormigón confinado como no confinado. | $\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} (1 + 5k_3 k); \varepsilon_{01} = 0.0028 - 0.0008 k_3 \quad \text{C.17}$ $\varepsilon_{85} = 260 k_3 \rho_c \varepsilon_1 [1 + 0.5 k_2 (k_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad \text{C.18}$ |

| | | |
|--|---|-------------|
| | $\varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0.0018k_3^2; \rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s(b_{cx} + b_{cy})]}$ | C.19 |
|--|---|-------------|

donde:

f_c tensión de compresión del hormigón (MPa),

r promedio correspondiente con el módulo tangente y modulo secante de la ecuación tensión-deformación del hormigón,

f'_{cc} resistencia a compresión del hormigón confinado (MPa),

f_{co} resistencia a compresión del hormigón no confinado (MPa),

f_{le} presión lateral equivalente producto del efecto de la presión de confinamiento,

f_l promedio de la presión lateral por confinamiento (MPa),

K, k_1, k_2 coeficientes que se definen en función del aporte de la armadura transversal,

k_3, k_4 coeficientes que relacionan la resistencia a compresión del hormigón y de acero de la armadura transversal respectivamente,

ε_c deformación del hormigón,

ε_1 deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión del hormigón confinado,

ε_{01} deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión del hormigón no confinado,

ε_{85} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón confinado,

ε_{085} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón no confinado,

α es el ángulo que se forma entre la presión que causa el refuerzo transversal por confinamiento y el lado correspondiente al núcleo, denominado b_c . Éste ángulo es igual a 90° cuando la presión de la armadura transversal es perpendicular al núcleo confinado,

A_s el área de una de las armaduras transversales,

s separación entre los estribos (mm),

s_l separación lateral entre barras de la armadura longitudinal (mm),

b_{xc}, b_{cy} dimensión del núcleo confinado en la dirección x y y respectivamente.

C.2. Hormigón con fibras

Este autor hace referencia al modelo propuesto por Cusson y Paultre (1995)[48] (Figura C.2) y modifica los parámetros de confinamiento introduciendo el aporte de las fibras metálicas. En la Tabla C.3, se muestra un resumen de las expresiones que desarrollan la ecuación propuesta.

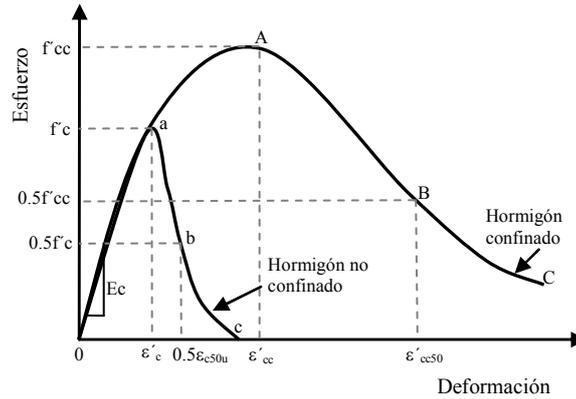


Figura C.2 Modelo propuesto por Cusson y Paultre (1995) [48] y luego modificado por Campione (2002) [38].

Tabla C.3 Modelo constitutivo propuesto por Campione (2002) [38] para hormigones con fibras metálicas.

| Descripción | Expresiones | |
|---|--|-------------|
| Expresión que define la curva de tensión deformación de la rama ascendente. Además utiliza como variable la aportación de las fibras metálicas. | $\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + 2.1 \left(\frac{k_e f_1}{f'_c} \right)^{0.7}$ | C.20 |
| Expresiones válidas para cuando $x_d < 1$. | $f_1 = \left(\frac{A_s}{s b_c} \right) f_{yh}; s'_1 = s' - 10 \frac{v_f L_f}{\phi}$ | C.21 |
| | $k_e = \frac{\left\{ 1 - \sum_{i=1}^4 \left[(w_i)^2 / 6b_c^2 \right] \right\} \left[1 - (s'_1 / 2b_c) \right]^p}{1 - \rho_{cc}}$ | C.22 |
| Expresión que define la curva de tensión deformación de la rama descendente. | $\frac{\sigma}{f'_c} = \eta_d \exp \left[-k_d \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - x_d \right)^\gamma \right]$ | C.23 |
| Expresiones válidas para cuando $x_d \geq 1$. | $\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_0} = 1 + 5k_1 \left(\frac{k_e f_1}{f'_c} \right)^{0.7} \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \geq x_d$ | C.24 |

Para un mejor entendimiento de las ecuaciones que describe el comportamiento de la resistencia a compresión del hormigón se muestra la Figura C.3, propuesta por el mismo autor.

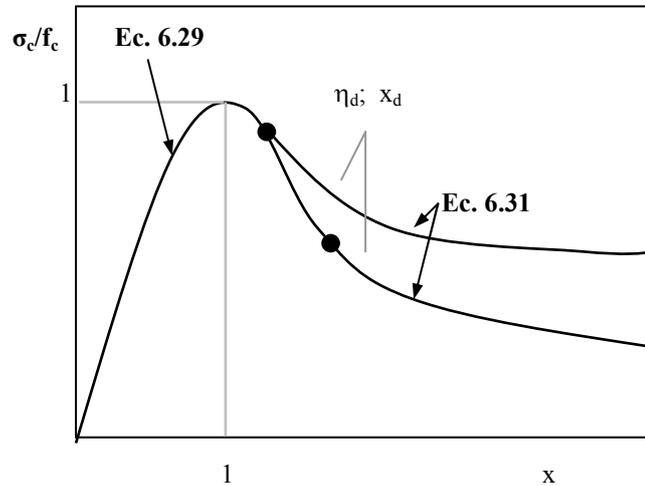


Figura C.3 Curva de tensión de compresión-deformación del hormigón confinado y no confinado propuesto por Campione (2002) [38].

donde:

f_c tensión de compresión del hormigón (MPa),

f_{cc} tensión de compresión del hormigón confinado (MPa),

f_{co} tensión de compresión del hormigón no confinado (MPa),

f_l promedio de la presión lateral por confinamiento (MPa),

ε deformación del hormigón,

ε_{cc} deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión del hormigón confinado,

ε_{co} deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión del hormigón no confinado,

ε_{50C} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón confinado,

ε_{50U} deformación correspondiente al 85% de la resistencia máxima en caída para hormigón no confinado,

A_s el área de una de las armaduras transversales,

s separación entre los estribos (mm),

w_i separación lateral entre barras de la armadura longitudinal (mm),

k_1 coeficiente numérico que está en función de la presión lateral por confinamiento y la resistencia a compresión del hormigón. Mander et al. (1988)[99] propone usar 4.1 para hormigón convencional y Cusson y Paultre (1995)[48] sugieren usar 2.1 para hormigón de alta resistencia.

Anejo D.

“Calibración del modelo numérico”

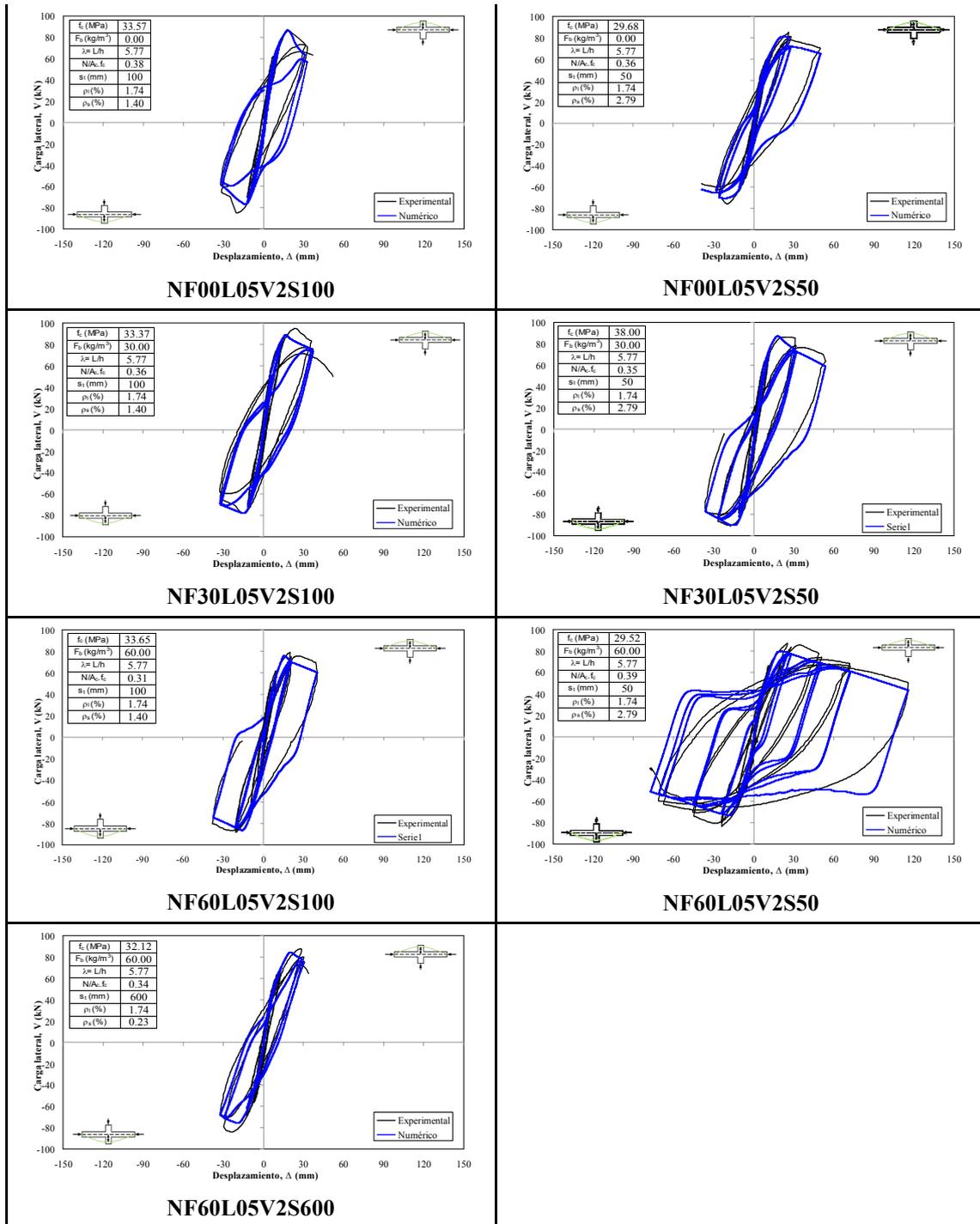
En este anejo, la primera parte se indican los valores correspondientes a la variable R y λ utilizados en el Programa OpenSees para los materiales Steel02 y Concrete02 respectivamente. Y en la segunda parte, se muestran las gráficas calibradas correspondientes a todos los ensayos experimentales desarrollados en el presente estudio; además de la calibración con otros autores encontrados en la literatura técnica.

D.1. Valores correspondientes del parámetro R_0 para Steel01 y del parámetro alpha para Concrete02 utilizado en el modelo numérico

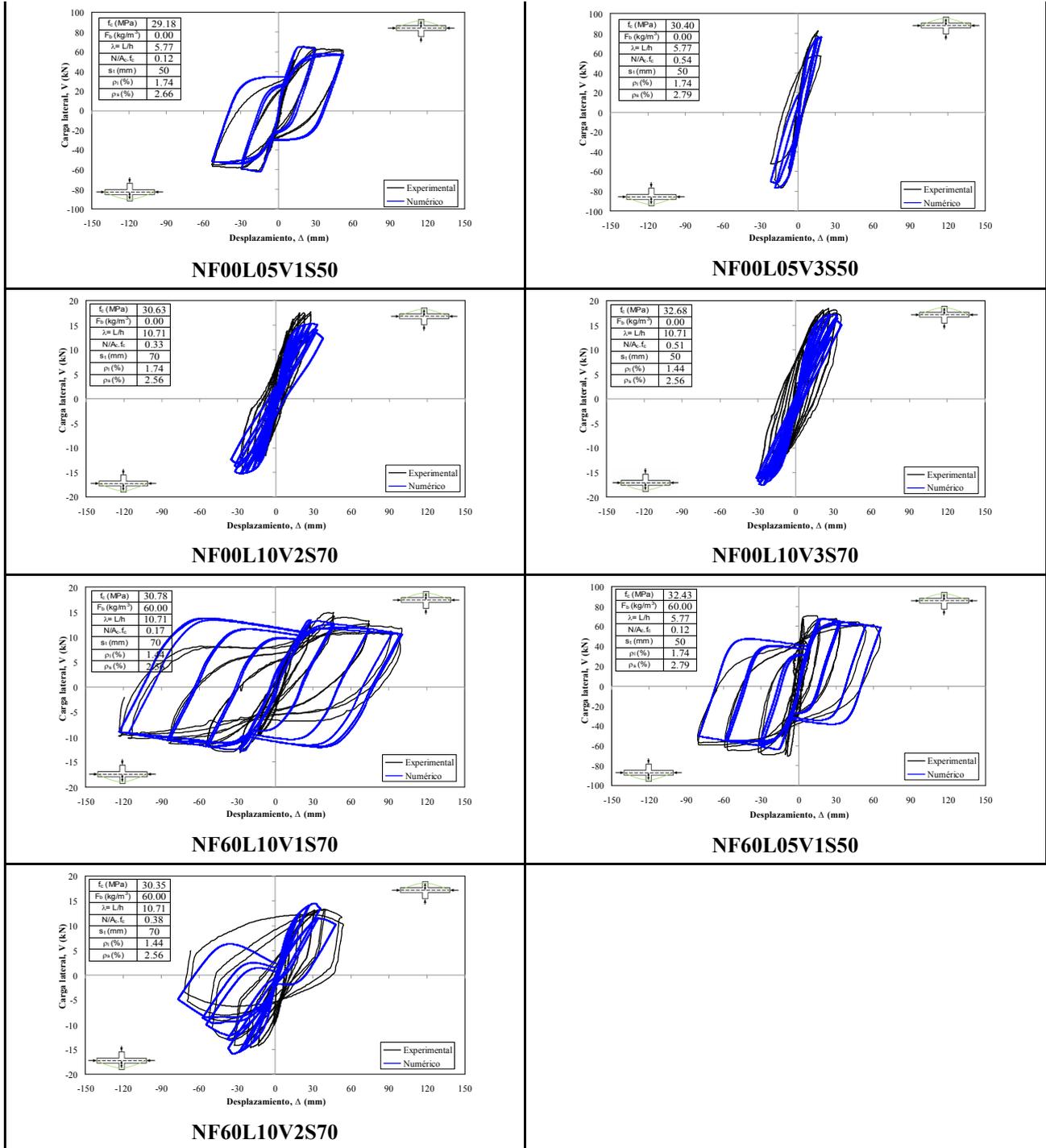
| Nº | Soporte | R_0 | Lamnda |
|----|---------------|-------|--------|
| 1 | NF00L05V2S100 | 12.51 | 0.2 |
| 2 | NF00L05V2S50 | 12.51 | 0.2 |
| 3 | NF30L05V2S100 | 15 | 0.4 |
| 4 | NF30L05V2S50 | 17 | 0.4 |
| 5 | NF60L05V2S100 | 22 | 0.4 |
| 6 | NF60L05V2S50 | 25 | 0.6 |
| 7 | NF60L05V2S600 | 18 | 0.8 |
| 8 | HF00L05V2S100 | 12 | 0.8 |
| 9 | HF00L05V2S50 | 6 | 0.8 |
| 10 | HF60L05V2S100 | 18 | 0.8 |
| 11 | HF60L05V2S50 | 14 | 0.8 |
| 12 | HF30L05V2S600 | 18 | 0.8 |
| 13 | HF60L05V2S600 | 21 | 0.8 |
| 14 | NF00L05V1S50 | 12.51 | 0.2 |
| 15 | NF00L10V2S70 | 22 | 0.2 |
| 16 | NF00L05V3S50 | 12.51 | 0.8 |
| 17 | NF00L10V3S70 | 25 | 0.8 |
| 18 | HF00L05V1S50 | 16 | 0.95 |
| 19 | HF60L05V1S50 | 25 | 0.9 |
| 20 | HF00L10V1S70 | 25 | 0.9 |
| 21 | HF60L10V1S70 | 25 | 0.8 |
| 22 | HF60L10V2S70 | 25 | 0.8 |
| 23 | NF60L10V2S70 | 20 | 0.8 |
| 24 | NF60L10V1S70 | 24 | 0.4 |
| 25 | NF60L05V1S50 | 20 | 0.6 |

D.2. Calibración del modelo numérico con los ensayos experimentales propios

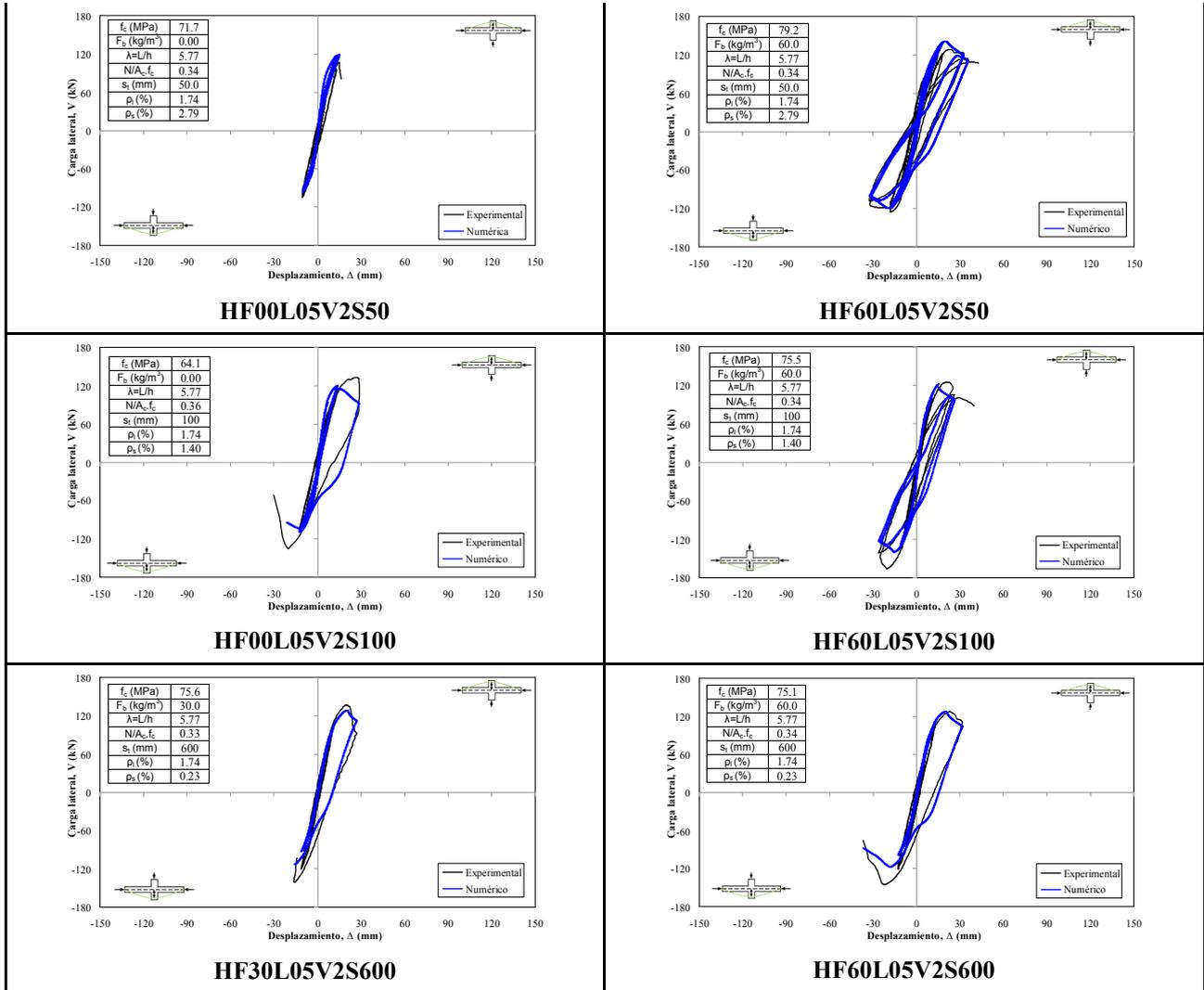
Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



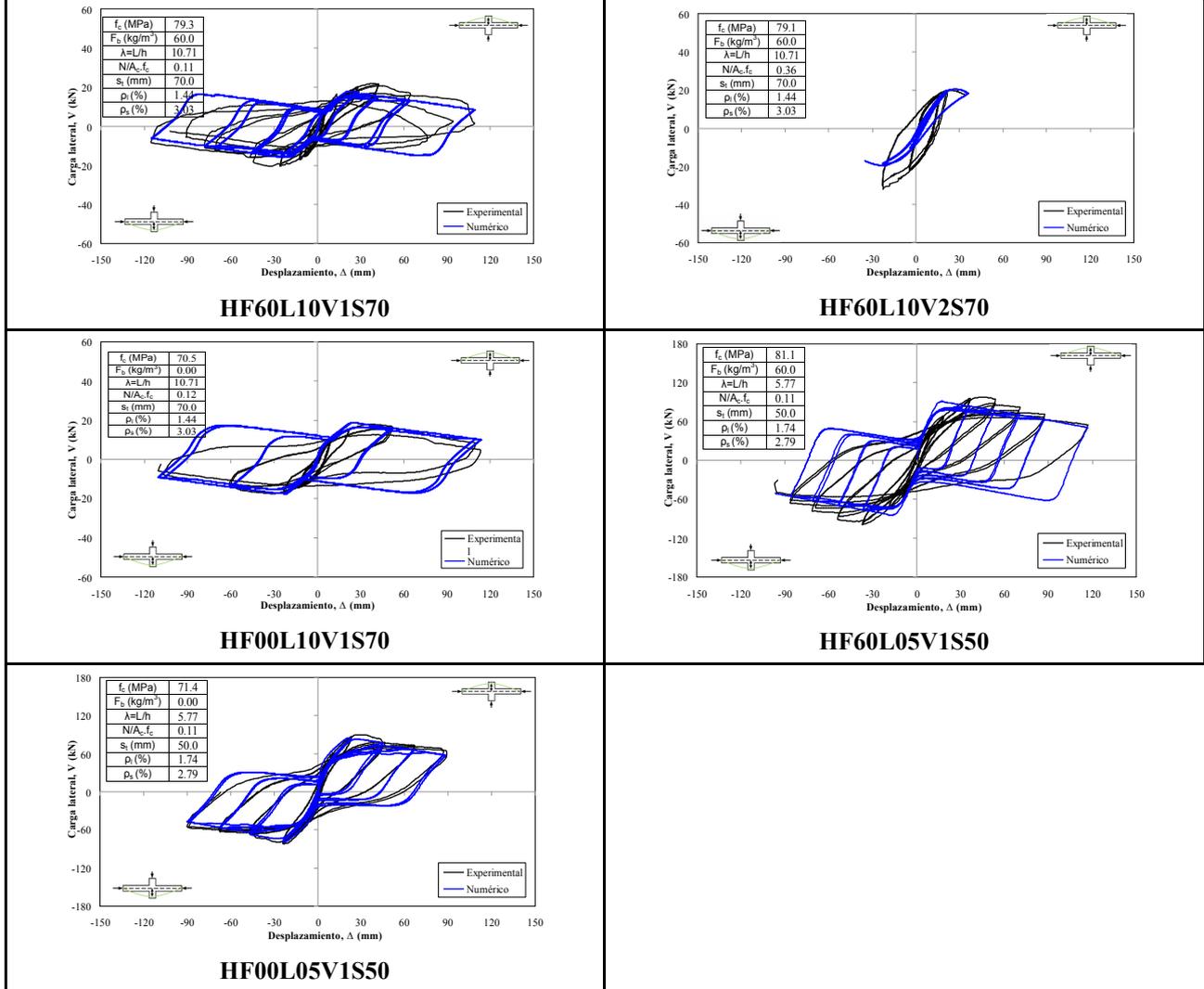
Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón Convencional



Efecto del refuerzo transversal y el índice de la cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia



Efecto de la esbeltez a cortante, nivel de carga axial e índice de cuantía volumétrica de fibras metálicas para Hormigón de Alta Resistencia

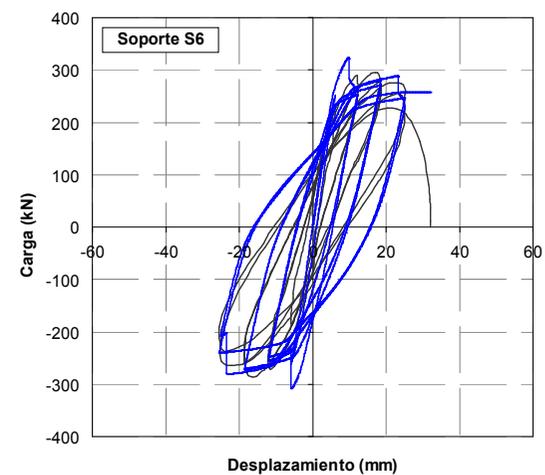
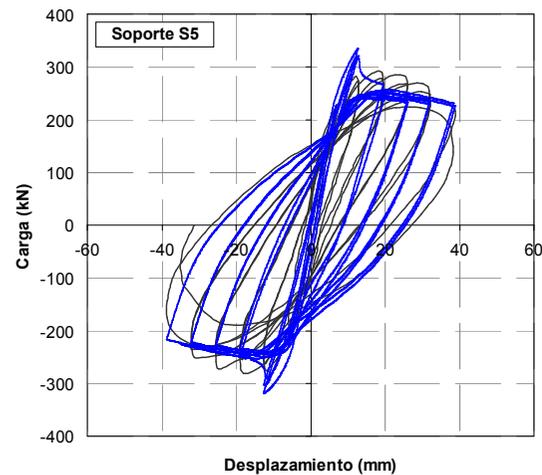


D.3. Calibración del modelo numérico con los ensayos experimentales de otros autores

A continuación se muestra a modo de ejemplo algunos autores que se han referenciado para el contraste del modelo numérico.

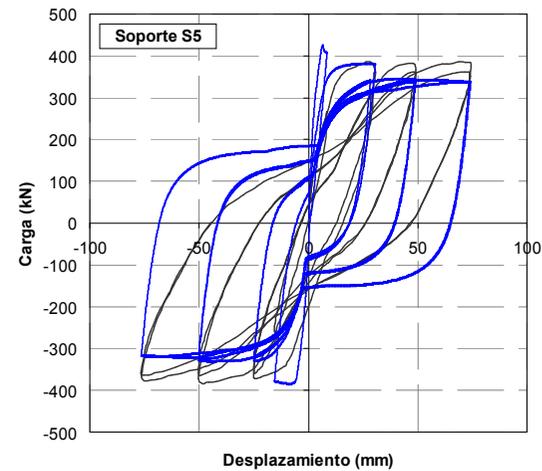
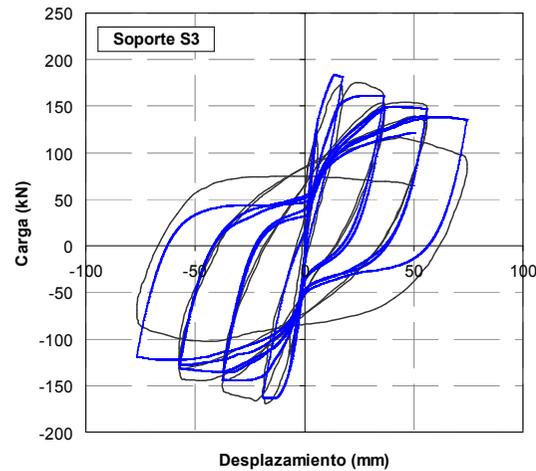
Watson y Park 1989

| Soporte | fc (Mpa) | Carga axial (kN) | λ | Geometría | | | Armadura Longitudinal | | | | | Armadura transversal | | | |
|---------|----------|------------------|-----------|-----------|--------|--------|------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------|----------|------------------------|--------------------|-----------------|---------------------|
| | | | | B (mm) | H (mm) | L (mm) | Diámetro de barra (mm) | Numero de barras | Recubrimiento mecánico (mm) | Cuantía de armadura | fy (Mpa) | Diámetro de barra (mm) | Número de anclajes | Separación (mm) | Cuantía de armadura |
| No. 5 | 41 | 3280 | 4 | 400 | 400 | 1600 | 16 | 12 | 13 | 0.0151 | 474 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 6 | 40 | 3200 | 4 | 400 | 400 | 1600 | 16 | 12 | 13 | 0.0151 | 474 | 6 | 7 | 96 | 0.0032 |



Tanaka y Park 1990

| Soporte | f _c (MPa) | Carga axial (kN) | λ | Geometría | | | Armadura Longitudinal | | | | | Armadura transversal | | | |
|---------|----------------------|------------------|------|-----------|--------|--------|------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------|----------------------|------------------------|--------------------|-----------------|---------------------|
| | | | | B (mm) | H (mm) | L (mm) | Diámetro de barra (mm) | Numero de barras | Recubrimiento mecánico (mm) | Cuantía de armadura | f _y (Mpa) | Diámetro de barra (mm) | Número de anclajes | Separación (mm) | Cuantía de armadura |
| No. 1 | 25.6 | 819 | 4.00 | 400 | 400 | 1600 | 20 | 8 | 40 | 0.0157 | 474 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 2 | 25.6 | 819 | 4.00 | 400 | 400 | 1600 | 20 | 8 | 40 | 0.0157 | 474 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 3 | 25.6 | 819 | 4.00 | 400 | 400 | 1600 | 20 | 8 | 40 | 0.0157 | 474 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 4 | 25.6 | 819 | 4.00 | 400 | 400 | 1600 | 20 | 8 | 40 | 0.0157 | 474 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 5 | 32 | 968 | 3.00 | 550 | 550 | 1650 | 20 | 12 | 40 | 0.0125 | 511 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 6 | 32 | 968 | 3.00 | 550 | 550 | 1650 | 20 | 12 | 40 | 0.0125 | 511 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 7 | 32.1 | 2913 | 3.00 | 550 | 550 | 1650 | 20 | 12 | 40 | 0.0125 | 511 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |
| No. 8 | 32.1 | 2913 | 3.00 | 550 | 550 | 1650 | 20 | 12 | 40 | 0.0125 | 511 | 8 | 8 | 81 | 0.0066 |



Gill et al. 1979

| Soporte | f _c (MPa) | Carga axial (kN) | λ | Geometría | | | Armadura Longitudinal | | | | | Armadura transversal | | | |
|---------|-------------------------|---------------------|------|-----------|-----------|-----------|---------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| | | | | B (mm) | H (mm) | L (mm) | Diámetro de barra (mm) | Numero de barras | Recubrimiento mecánico (mm) | Cuantía de armadura | f _y (Mpa) | Diámetro de barra (mm) | Número de anclajes | Separación (mm) | Cuantía de armadura |
| No. 1 | 23.1 | 1815 | 2.18 | 550 | 550 | 1200 | 24 | 12 | 40 | 0.0179 | 375 | 10 | 5 | 135 | 0.015 |
| No. 2 | 41.4 | 2680 | 2.18 | 550 | 550 | 1200 | 24 | 12 | 38 | 0.0179 | 375 | 12 | 3 | 206 | 0.023 |
| No. 3 | 21.4 | 2719 | 2.18 | 550 | 550 | 1200 | 24 | 12 | 40 | 0.0179 | 375 | 10 | 6 | 103 | 0.02 |
| No. 4 | 23.5 | 4265 | 2.18 | 550 | 550 | 1200 | 24 | 12 | 38 | 0.0179 | 375 | 12 | 3 | 200 | 0.035 |

