

Trabajo final de Máster

Estudio numérico del comportamiento hasta rotura de regiones D constituidas por cargas concentradas sobre macizos.

Universidad Politécnica de Valencia

Departamento de Ingeniería de la Construcción

Máster Ingeniería del Hormigón

Autora:

Mónica Aracil Llinares

Tutores:

Dr. Pedro Miguel Sosa

Dr. Lutz Schöne

Dr. Jose María Vercher Sanchis

Valencia, el 22.06.2014

Resumen

Las cargas concentradas sobre macizos se encuentran muy habitualmente en las estructuras de hormigón, como ocurre en el caso de cabezas de pilas en puentes o en los anclajes de tendones de pretensado.

El flujo de compresiones desde la sección de aplicación de la carga concentrada P hasta la sección situada a una distancia h igual a la dimensión perpendicular a la dirección de la carga aplicada para tener un ancho a correspondiente a la dimensión de la placa de carga a un ancho h (Figura 1.1). Para equilibrar los cambios de dirección de las compresiones en el hormigón se generan tracciones transversales que pueden generar fisuración longitudinal. Una vez producida la fisura, es necesario colocar armadura transversal a la dirección de aplicación de la carga para asegurar el equilibrio de la difusión de las compresiones. Esta armadura además es la encargada de controlar la abertura de fisura.

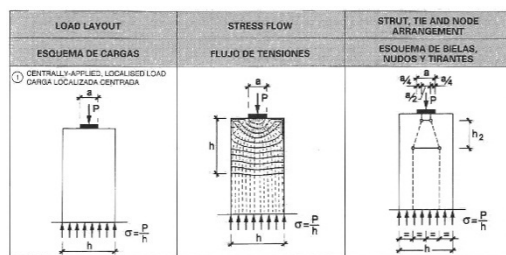


Figura 1.1 Cargas concentradas sobre macizos (Calavera J. (1999))

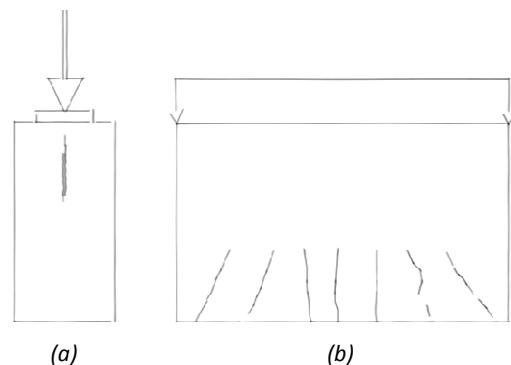


Figura 1.2 fisuración concentrada (a) y fisuración distribuida (b)

A diferencia de lo que ocurre en el cordón traccionado de una viga, ésta fisuración longitudinal no puede distribuirse uniformemente debido a la reducida longitud de las armaduras transversales, formándose una única fisura en el centro de la pieza. La formación de una única fisura concentra en ella la diferencia de alargamiento entre el acero y el hormigón que le rodea y, por tanto, se produce una mayor abertura de fisura que si esta diferencia se distribuye entre varias fisuras.

El control de la apertura de fisura puede no quedar resuelto con la limitación tensional del acero que establecen las normas vigentes para la aplicación del método de las bielas y tirantes para el cumplimiento indirecto de las limitaciones del estado límite de servicio. Una abertura excesiva de dicha fisura puede llevar a problemas de durabilidad.

Por otra parte, para la aplicación del método de las bielas y tirantes es necesario comprobar que no se produce la rotura por compresión de las bielas. Cuando las bielas están constituidas por un campo

de tensiones en forma de botella, tal como se produce en el caso de una carga concentrada sobre un macizo, la verificación del fallo por compresión se reduce a la comprobación de que la tensión máxima en la sección más desfavorable no supera un valor límite. Este valor límite se establece aplicando a la resistencia a compresión simple del hormigón un factor de eficacia. La definición de este factor no está todavía establecida de forma universalmente aceptada ya que su valor depende de multitud de factores.

Este trabajo tiene como objetivo estudiar la influencia de diversos factores en el comportamiento mecánico hasta rotura de los campos tensionales en forma de huso como los que se producen en las cargas concentradas sobre macizos. Para ello, en este trabajo se realiza en primer lugar un análisis del estado del conocimiento en la comunidad científica con respecto a las regiones D constituidas por cargas concentradas sobre macizos y las bielas en forma de botella, siendo los parámetros principalmente estudiados en ella:

- Coeficiente de eficiencia de la biela
- Pendiente de dispersión de la compresión
- Cuantía de armado, en especial lo que se refiere a la armadura mínima

En segundo lugar, se realiza una simulación numérica con el programa comercial de elementos finitos Straus7, en la que se ha incorporado el comportamiento no lineal y fisurado del hormigón y se han incluido las armaduras de forma individualizada con su comportamiento no lineal. Este modelo numérico se ha calibrado mediante una campaña experimental de ensayos de elementos sometidos a cargas concentradas extraída de la bibliografía.

Por último, tras el calibrado del modelo numérico, se ha realizado un estudio paramétrico para analizar la influencia de las principales variables que gobiernan este fenómeno y se ha obtenido y analizado los resultados para extraer conclusiones.

Summary

Concentrated loads can be found very often among concrete structures. Two examples of them are the bridge columns top and pre-stressed cables anchorages.

The compression flow from the section of application of the concentrated load P , to the section located at a distance h , equal to the perpendicular dimension on the direction of the applied load, varies its width from a , corresponding to the dimensions of the loading plate, to a width h (Image 1.1). To equilibrate the direction changes of the compression stresses on the concrete, transversal tension stresses generate; which can lead to a longitudinal cracking. Once the crack is generated, it is necessary to place reinforcement on the transversal direction to the load application axe in order to ensure the equilibrium of the diffusion of the compression stresses. This reinforcement is, additionally, to control the width of the cracks.

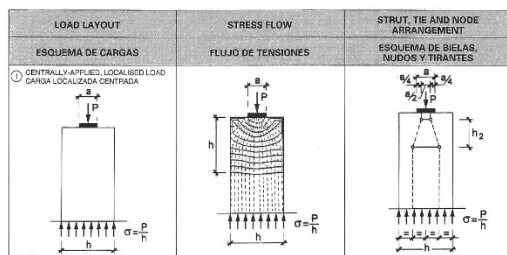


Image 1.4 Concentrated loads on massive concrete elements (Calavera J. (1999))

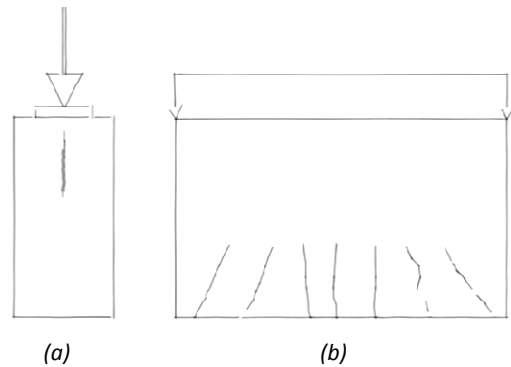


Image 1.3 concentrated crack (a) and distributed cracking (b)

Unlike what happens at the tensioned layer of a beam, this longitudinal cracking is not able to uniformly distribute due to the reduced length of the transversal reinforcement bars, creating an only crack at the middle of the element. The creation of an only crack concentrates on it the elongation difference between the steel bars and the concrete on its surroundings; therefore, a bigger width of the crack is expected than if this difference is distributed among several cracks.

The control of the crack width might be unsolved with the steel stress limitation, which is stated at the current norms for the application of the Struts-and-Tie Method for the indirect compliance of the Serviceability Limit State limitations. An excessive width of the mentioned only crack can lead to durability problems.

On the other hand, in application of the Strut-and-Tie Method, it is necessary to check that no compression failure occurs on the struts. When the struts are constituted by a bottle shaped tensional field, as the one produced under a concentrated load on a massive concrete element, the

compression failure check consists of verifying that the maximum stress at the most unfavorable section never exceeds a certain limit. This limit is obtained by the application of an efficiency factor to the simple concrete strength. The definition of this factor is not yet universally accepted and established, as this is a value that depends on many factors.

The current work studies the influence of different factors on the mechanical behavior until failure of the bottle-shaped tensional fields, as the ones produced under concentrated loads on massive concrete elements. For this purpose, a first analysis of the state of the scientific knowledge about D regions constituted by concentrated loads on massive concrete elements and bottle shaped struts is carried out. The main parameters being currently studied are:

- Efficiency factor of the bottle shaped struts
- Inclination of compression dispersion
- Reinforcement ratio, specially minimum reinforcement ratio

It follows a numerical simulation with the Finite Element commercial software Straus7, in which the non linear and cracked behavior of the concrete has been implemented, and the reinforcement bars have been individually included, with its non linear behavior as well. This numerical model has been calibrated with a set of experimental tests extracted from the bibliography.

Finally, after the numerical model was calibrated, a parametric study was carried out in order to analyze the influence of the main variables that rule the studied phenomenon. Results have been extracted and analyzed in order to obtain conclusions.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Resumen	i
Lista de abreviaturas	7
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	8
1.2 REGIONES D.....	9
1.3 MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES.....	10
1.3.2 Planteamiento.....	10
1.3.3 Elementos del modelo	11
1.3.4 Modelo de cálculo de las regiones D	14
1.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN	15
1.5 CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.....	15
1.6 OBJETIVOS.....	16
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	18
2.1 NORMATIVA.....	18
2.1.1 Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE	18
2.1.2 Eurocodigo 2	23
2.1.3 ACI 318-08.....	24
2.2 PUBLICACIONES CIENTÍFICAS.....	27
2.2.1 PRINCIPALES PARÁMETROS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ZONAS D CONSTITUIDAS POR CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.....	27
2.2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	49
2.2.3 CONCLUSIONES Y PROPUESTA PARA EL ESTUDIO NUMÉRICO	62
CAPÍTULO 3. ESTUDIO NUMÉRICO CON STRAUSS	63
3.1 INTRODUCCIÓN.....	63
3.1.1 Objetivos generales del modelo	63
3.1.2 Descripción del ensayo experimental	63
3.2 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL MODELO NUMÉRICO	68
3.2.1 Introducción.....	68
3.2.2 Tamaño del elemento	68
3.2.3 SIMPLIFICACIÓN POR DOBLE SIMETRÍA.....	71
3.3 CONDICIONES DE CONTORNO	72
3.3.1 Restricción del movimiento	72
3.3.2 Aplicación de la carga.....	72
3.4 ELEMENTOS UTILIZADOS PARA LA MODELIZACIÓN	73
3.4.1 Elementos utilizados para la modelización del hormigón	73
3.4.2 Elementos utilizados para la modelización de la armadura	74
3.5 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES.....	74

3.5.1	Hormigón	74
3.5.2	ACERO	86
3.6	RESULTADOS	89
3.6.1	PROBETAS N (HORMIGÓN NORMAL).....	89
3.6.2	PROBETAS M (HORMIGÓN MEDIO)	93
3.6.3	PROBETAS H (HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA)	96
3.7	ANÁLISIS DE RESULTADOS	99
3.7.1	RESUMEN DE VALORES	99
3.7.2	DESVIACIÓN DE VALORES TEST vs. MEF	99
3.7.3	COMPARACIÓN: MBT vs. MEF	101
CAPÍTULO 4.	ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	104
4.1	INTRODUCCIÓN.....	104
4.2	PROPORCIÓN DE LA PLACA DE CARGA b/B	105
4.2.1	Descripción de los especímenes	105
4.2.2	Resultados.....	106
4.3	DISTRIBUCIÓN DE LA CUANTÍA DE ARMADURA	110
4.3.1	Descripción de los especímenes	110
4.3.2	Resultados.....	111
CAPÍTULO 5.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	116
5.1	CONSLUSIONES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO	116
5.2	CONSLUSIONES A LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	117
5.3	CONSLUSIONES A LA MODELIZACIÓN CON STRAUS7	118
5.4	FUTURAS LÍNESAS DE INVESTIGACIÓN	119
BIBLIOGRAFÍA.....		120

Lista de abreviaturas

MEF	Método de elementos finitos
ELS	Estado límite de servicio
ELU	Estado límite último
MCFT	Modified Compressed Field Theory
P_{cr}	Carga de fisuración
P_u	Carga última
f_c'	Tensión admisible a compresión del hormigón (MPa)
f_c	Tensión efectiva a compresión del hormigón en una biela (MPa)
f_y	Tensión admisible del acero (MPa)
b_{ef}	Ancho efectivo de la biela (m)
b_{min}	Ancho mínimo de la biela (m)
m	Pendiente de dispersión de la compresión en una biela en forma de botella
ρ	Cuantía de acero transversal en una biela en forma de botella
A_c	Mínima sección transversal de una biela (m ²)
ε_1	Tensión principal mayor
ε_2	Tensión principal menor
ε_x	Tensión en la dirección horizontal
θ	Ángulo que forma la biela con la horizontal (grados)
h	Altura de la biela (m)

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

El cálculo seccional en estructuras de hormigón armado y pretensado está basado en la hipótesis de Navier-Bernoulli, según la cual las secciones planas permanecen planas tras la deformación, y que nos permite el dimensionamiento de secciones bajo solicitaciones normales.

Así bien, en las estructuras de hormigón existen ciertas regiones en las que no es válida esta hipótesis debido a la existencia de cargas concentradas en su proximidad o por cambios bruscos en la geometría. A estas regiones en las que se generan campos de tensiones y deformaciones que no pueden ser simplificadas adoptando la hipótesis de Bernoulli se les denominan regiones D (Figura 1.1).

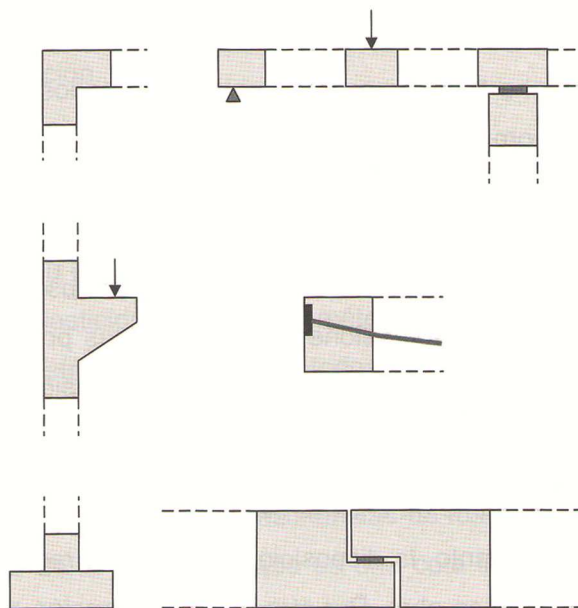


Figura 1.1 Ejemplo de regiones D (Miguel et al. (2009) [1])

1.2 REGIONES D

Las regiones D han sido objeto de estudio desde el nacimiento del análisis estructural, como bien indica el profesor Calavera (1999)[2], donde se usaban antiguos métodos de ensayo fotoelásticos, a escala reducida o a escala real. Sin embargo, no fueron realmente estudiadas hasta los años 60, cuando hubo una gran labor de investigación en Stuttgart [Leonhardy Walter (1964)].

Estas regiones pueden darse en las estructuras reales por distintos motivos. La Comisión ACHE 1 (2003) [3] las clasifica de la siguiente manera:

- Discontinuidades geométricas: En las cuales se produce un cambio brusco de sección o su geometría se aleja del elemento biga prismático.

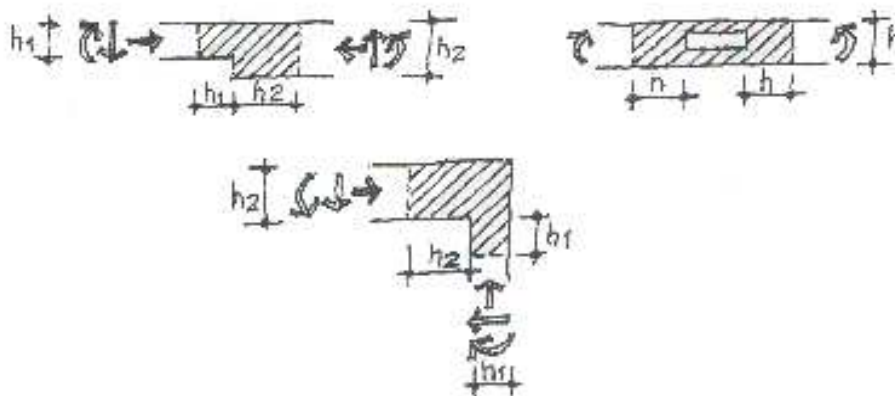


Figura 1.2 Discontinuidades geométricas (Comisión ACHE 1 2003)

- Discontinuidades estáticas o mecánicas: Producidas por la aplicación de una carga concentrada.

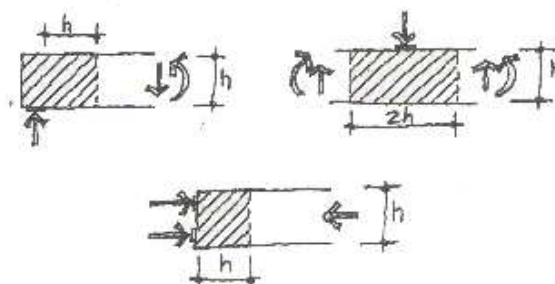


Figura 1.3 Discontinuidades estáticas (Comisión ACHE 1 (2003))

- Discontinuidad generalizada: Son casos en los que confluyen varios factores: discontinuidades geométricas y estáticas. Es el caso de la viga de gran canto.

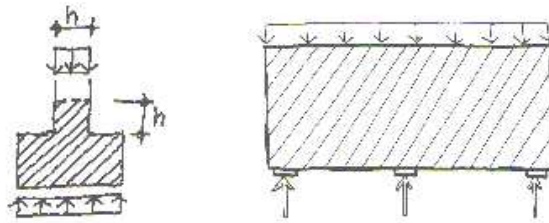


Figura 1.4 Discontinuidad generalizada (Comisión ACHE 1 (2003))

1.3 MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Actualmente existen potentes herramientas informáticas a través de las cuales es posible el análisis de las regiones D mediante elementos finitos, sin embargo, éstas suponen un elevado coste en tiempo y dinero, que dista mucho de ser funcional en el ámbito profesional, quedando como herramienta usada principalmente en el campo de la investigación. Como consecuencia, surge la necesidad de crear fórmulas aproximadas que nos permitan obtener una solución fiable al problema. Aquí es donde entra el Método de Bielas y Tirantes, MBT en adelante.

1.3.2 Planteamiento

Ritter (1899) y Môrsh (1909) desarrollaron los comienzos de la analogía de la celosía con el fin de analizar el funcionamiento de los esfuerzos de cortante y torsión. Ésta teoría era, además, de aplicación en las secciones de discontinuidad. Éstos fueron los comienzos de lo que actualmente conocemos como el *Método de las Bielas y Tirantes*.

Contribuyeron también los estudios sobre campos de tensiones en los elementos estructurales que se empezaban a desarrollar años más tarde por Drucker (1961) y posteriormente por Thürliman, Müller (1978), Marti (1985), Muttoni (1989), Nielsen (1999), Muttoni y Fernández (2007) entre otros.

El método pretende interpretar las trayectorias de las compresiones y tracciones en las piezas de hormigón, de modo que se pueda comprobar la viabilidad de las solicitaciones a las que están sometidas. Esto es, substituir las trayectorias de los campos de tensiones por un sistema de bielas y tirantes que puedan ser fácilmente comprobados y analizados.

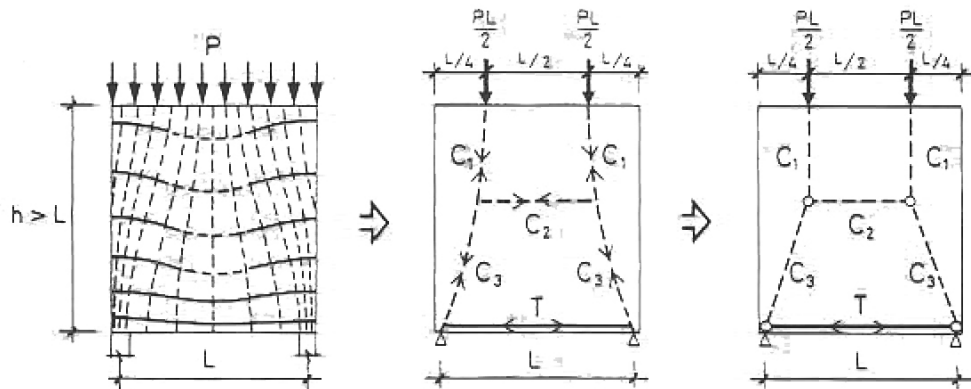


Figura 1.5 Interpretación de los campos tensionales (Calavera J. (1999))

Una vez planteado el sistema de bielas y tirantes, debe existir una comprobación de las dimensiones de dichas bielas y tirantes y las tensiones transmitidas al hormigón. La capacidad resistente del material variará en función de la situación en la que se encuentre la biela y la tendencia de la dirección de fisuración.

1.3.3 Elementos del modelo

1.3.3.1 Bielas

Las bielas son aquellos elementos sometidos a compresión. Dichos elementos pueden desarrollar la transmisión de esfuerzos de distintas maneras dependiendo de su situación. J. Schlaich y K. Schäfer [9] establecen la siguiente distinción:

El campo de tensiones en abanico

Es un campo de tensiones en el que las compresiones se difunden de forma radial con curvatura despreciable (Figura 1.6 (a)). No desarrolla tensiones transversales.

El campo de tensiones en forma de botella

Es un campo de tensiones generado por unas tensiones concentradas de compresión uniforme que pueden difundirse en la masa del hormigón. Si la masa de hormigón o la existencia de armaduras permiten que se desarrollen tensiones transversales a la dirección de aplicación de la resultante de compresión, se producen trayectorias curvadas de las compresiones (Figura 1.6.(b)). Este campo de tensiones desarrolla tensiones transversales considerables: compresión en el cuello de la botella y

tensión más allá. La tensión transversal puede causar fisuración longitudinal e iniciar un fallo prematuro. Es, por tanto, necesario reforzar el campo de tensiones en la dirección trasversal o considerar la tensión transversal a la hora de determinar la carga límite última de la biela.

El campo de tensiones prismático o paralelo

Cuando la tensión de compresión es uniforme y no es posible su difusión en la masa de hormigón, por ejemplo cuando se genera paralela a un borde libre de la pieza, el campo de tensiones es uniforme y no genera tracciones transversales (Figura 1.6.(c)). Es un caso específico frecuente de los dos tipos descritos anteriormente.

Los campos de tensiones en abanico o forma de botella se encuentran con frecuencia en las regiones D, donde se introducen las cargas concentradas a una estructura o en los apoyos. Los campos de tensiones prismáticos son habituales en las regiones B como es caso de los cordones comprimidos en las vigas.

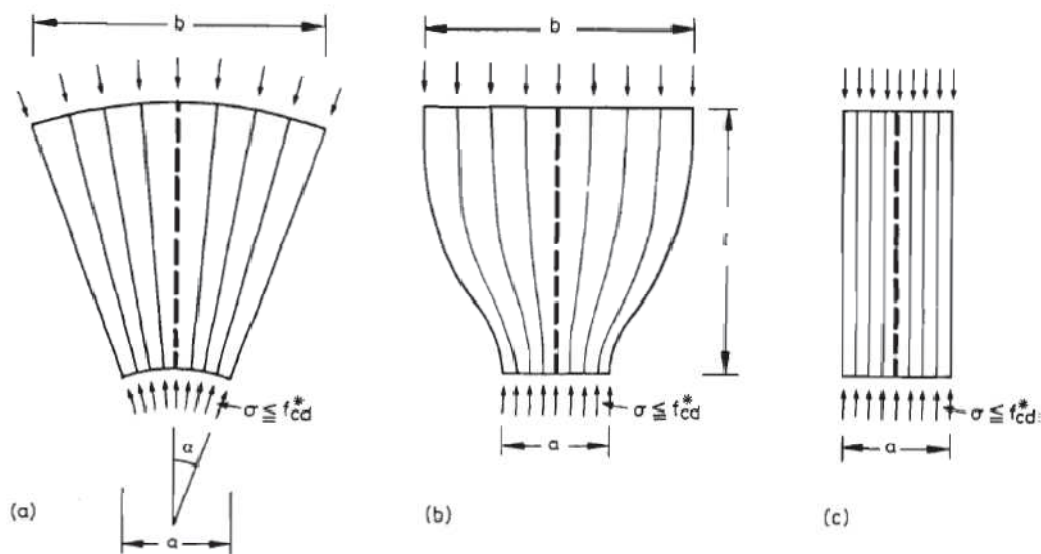


Figura 1.6 Campos tensionales básicos: a) en abanico; b) en forma de botella; c) prismático [9]

1.3.3.2 Tirantes

Los tirantes son los elementos sometidos a tracción. Representan barras o grupos de barras que se desarrollan en un solo eje. Pero también pueden representar armadura repartida, como es el caso de los cercos en vigas.

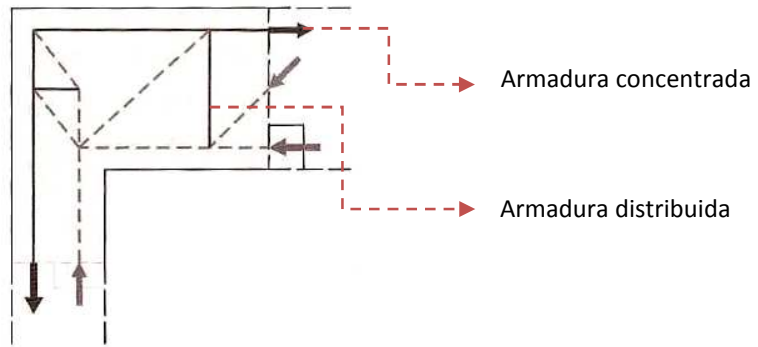


Figura 1.7 Modelo de bielas y tirantes para el encuentro de una viga y pilar de última planta de un pórtico, cuando el canto del pilar es menor que el de la viga.[1]

1.3.3.3 Nudos y zonas nodales

Son aquellos puntos en los que se conectan las bielas y los tirantes. Dichos nudos pueden estar afectados por bielas únicamente, tirantes únicamente o bielas y tirantes conjuntamente.

CCC (Nudo tri-comprimido): La comprobación se centra en la capacidad resistente del hormigón.

TTT (Nudo donde sólo existen tracciones): Se deben comprobar las longitudes de anclaje.

CTT o CCT (Nudo con compresiones y tracciones): Se deben comprobar las longitudes de anclajes así como la capacidad resistente del hormigón.

La región en la que se produce la transmisión de tensiones entre los campos de tensiones que constituyen las bielas y los tirantes es a su vez un campo de tensiones que se denomina zona nodal. Con frecuencia puede verificarse el agotamiento del estado tensional generado por el encuentro entre bielas o entre bielas y tirantes mediante el cálculo de las tensiones en las secciones de contacto con las bielas, de forma que la mayor tensión en cualquiera de ellas sea inferior al valor límite especificado por la normativa. Este valor límite se obtiene como producto de la resistencia a compresión simple del hormigón por un coeficiente de eficacia cuyo valor varía en función del tipo de nudo de que se trate. La existencia de armadura traccionada que atraviesa el nudo en una o en las dos direcciones reduce de forma significativa este factor.

1.3.4 Modelo de cálculo de las regiones D

El MBT es un método basado en la teoría de la plasticidad, según la cual, se supone un comportamiento rígido del material hasta llegar a la carga de fluencia, a partir de la cual existe una rama de plastificación antes de su rotura. Esto no deja de ser una simplificación del comportamiento real del hormigón (Figura 1.8).

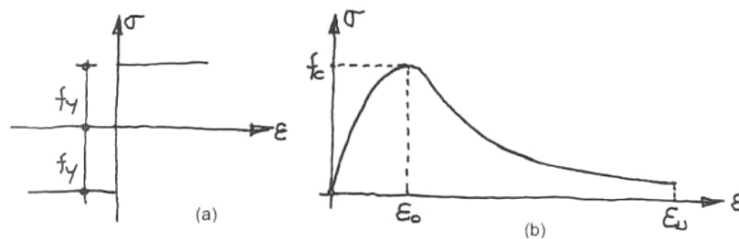


Figura 1.8 Diagramas tensión-deformación de un material rígido-plástico (a) y del hormigón (b) (Comisión ACHE 1 (2003))

Para poder hacer el cálculo mediante la teoría de la plasticidad, se debe cumplir con al menos uno de los tres principios básicos de la plasticidad; el principio del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad.

Esto es así en el MBT, según el cual se ha de cumplir el principio del límite inferior, tal y como se enuncia en la Comisión ACHE 1 (2003):

Si para una determinada carga se halla una distribución de tensiones que:

- en ningún punto se superen las tensiones de fluencia de los materiales,
- satisfaga las condiciones de equilibrio estático, y
- satisfaga las condiciones de contorno

entonces la estructura resistirá dicha carga sin llegar a la rotura.

La Comisión ACHE 1 sigue explicando que de acuerdo con el principio de St. Venant, las tensiones producidas por una discontinuidad estática se llegan a uniformizar a una determinada distancia de la misma, que suele corresponder generalmente a un canto de la pieza.

Así bien, cabe tener siempre presente que el hecho de basarse en los métodos plásticos significa que el análisis es sólo válido para el Estado Límite Último de Agotamiento.

1.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN

Hasta el momento, todo lo analizado viene orientado a la comprobación del ELU de Agotamiento. La comprobación del ELS de Fisuración y la apertura de fisura se reduce a la limitación de la tensión de trabajo del acero en las armaduras pasivas:

$$A_s \cdot f_{yd} \leq 400 \cdot A_s$$

Sin embargo, la simple aplicación de ésta limitación puede resultar insuficiente en ciertos casos. Siendo de aplicación y habiendo quedado asumido su funcionamiento en condiciones de fisuración distribuida, no está demostrado su funcionamiento en los casos en los que, por motivos geométricos, la fisuración se concentra en un único punto.

Esto es, además, muy común en las zonas D habitualmente estudiadas por la normativa. Como son las ménsulas cortas, los apoyos a media madera, los cálices y las cargas concentradas sobre macizos.

1.5 CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

En las estructuras de hormigón como las cabezas de las pilas de puentes o en las zonas de anclaje de los tendones de pretensado se producen campos de tensiones en forma de huso (Figura 1.9). Estas cargas concentradas sobre macizos son el objeto de éste estudio. Además, esta misma forma de campo de tensiones se pueden encontrar muy habitualmente en las propias regiones D de las estructuras reales de hormigón.

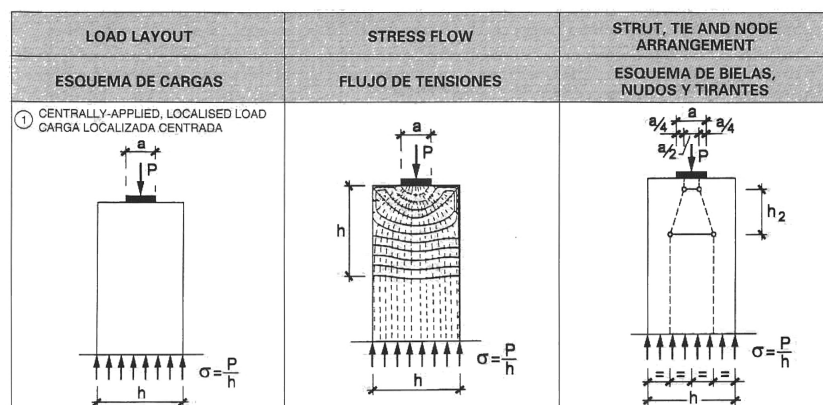


Figura 1.9 Cargas concentradas sobre macizos (Calavera J. (1999))

Como se puede observar en la Figura 1.9, el flujo de tensiones desde el punto de aplicación de P hasta la sección situada a una distancia h pasa de tener un ancho a a un ancho h . Esto genera unas tracciones transversales que consecuentemente genera una fisura longitudinal.

Ésta fisura longitudinal no suele ser seguida por otras fisuras perpendiculares a la armadura transversal dispuesta debido a la pequeña dimensión de la pieza en dirección ortogonal a la carga aplicada.

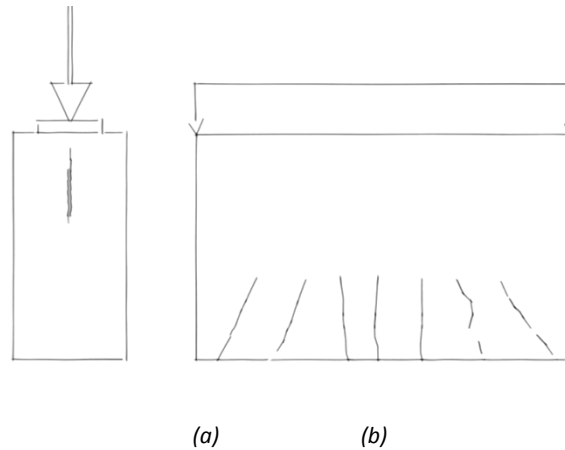


Figura 1.10 (a) fisuración concentrada (b) fisuración distribuida

El control de la abertura de esta fisura no queda siempre resuelto con la limitación tensional del acero que prescriben las normas cuando se aplica el método de las bielas y tirantes. Como consecuencia, la abertura de fisura para las cargas de servicio puede ser excesivamente elevada. Este es un problema que requiere de un análisis más profundo, que está siendo estudiado en la actualidad y que va a ser objeto de estudio en éste trabajo.

1.6 OBJETIVOS

Dada la falta de especificaciones en la normativa al respecto de la concentración de la fisuración en el caso de cargas concentradas sobre macizos en piezas de ancho reducido; como por ejemplo cabezas de pilas de puente o anclajes de pretensado, es objeto de este estudio el análisis del estado del arte en la comunidad científica en cuanto a:

- Diseño de macizos de hormigón sometidos a cargas concentradas mediante el MBT
- Limitación de la resistencia y cuantía mínima de armado en bielas en forma de botella
- Concentración de la fisuración, fallo por splitting y su control

Es igualmente objetivo del presente trabajo la simulación numérica mediante un programa de elementos finitos con las características apropiadas y el calibrado mediante una campaña experimental de ensayos extraída de la bibliografía que se adecúe a los objetivos del presente estudio:

- Estudio numérico de bielas en forma de botella
- Armado transversal para el control de la fisuración

Para ello, el trabajo constará de las siguientes fases:

- Análisis del estado del arte en el campo de estudio de cargas concentradas sobre macizos.
- Simulación numérica mediante Elementos Finitos del comportamiento de los elementos sometidos a cargas concentradas, en el que se incorporarán los elementos y ecuaciones constitutivas necesarios para reproducir el comportamiento no lineal y fisurado del hormigón así como el comportamiento elasto-plástico de las armaduras. Se utilizará el programa informático comercial *Straus7*
- Búsqueda en la bibliografía científico-técnica de datos de ensayos experimentales que se adecúen al estudio, seleccionando un caso real de ensayo en laboratorio para poder calibrar el modelo numérico.
- Calibrado del modelo numérico con los resultados experimentales escogidos hasta la obtención de resultados comparables.
- Extracción y análisis de resultados.
- Estudio paramétrico mediante el modelo numérico de la influencia de las diferentes variables
- Conclusiones

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 NORMATIVA

En primer lugar, se analiza cuál es el tratamiento que se le da a las cargas concentradas sobre macizos en las distintas normativas que contemplan el MBT como método de proyecto de elementos estructurales de hormigón.

2.1.1 Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE

La norma española introduce ampliamente la aplicación del método de bielas y tirantes orientada a la comprobación de las regiones D más comunes en estructuras de hormigón.

En ella se especifican las bases de cálculo, de comprobación de bielas, tirantes y nudos. Además de desarrollar diversos elementos en detalle tanto para su diseño como para su cálculo.

2.1.1.1 Elementos estructurales desarrollados en la norma

- Elementos de cimentación
 - o Zapata rígida
 - o Encepados rígidos
 - o Sobre 2 pilotes
 - o Sobre 3 o 4 pilotes (tratamiento 3D del elemento estructural)
 - o Muro sobre pilotes (tratamiento 3D del elemento estructural)
- Diafragmas de tableros
- Zonas de anclaje
- Vigas de gran canto
- Ménsulas cortas
- Apoyos a media madera
- Cargas colgadas
- Elementos con empuje al vacío
- Cargas concentradas sobre macizos

2.1.1.2 Análisis plástico

La EHE incluye el análisis plástico como un posible tipo de análisis, señalando que éste es válido siempre y cuando se cumpla uno de los tres principios básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad.

La EHE añade que éste tipo de análisis sólo se podrá utilizar en comprobaciones de Estado Límite Último, y que no estará permitido cuando sea necesario un análisis de segundo orden.

Propone, además, el Método de Bielas y tirantes como uno de los métodos con los que analizar las regiones D, basado en el análisis plástico.

2.1.1.3 Capacidad resistente de las Bielas, Tirantes y Nudos

“En el artículo 40º se exponen los criterios de comprobación de cada uno de estos elementos en Estado Límite Último.

Si bien los criterios expuestos en el Capítulo 9 constituyen comprobaciones de Estado límite Último que no implican la comprobación automática del Estado Límite de Fisuración, se definen aquí algunas limitaciones que, junto con los principios generales expuestos en el Artículo 24º, conducen en la práctica a un control adecuado de la fisuración.”

Capacidad resistente de las Bielas. Artículo 40

Es en éste apartado se especifican las limitaciones tensionales de las bielas de compresión en función de su situación respecto al campo de tensiones y a la dirección principal de fisuración.

Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial.

Es el caso del cordón comprimido de una viga, debido a esfuerzos de flexión. Es el único caso en el que se puede tomar como tensión admisible la tensión de cálculo del hormigón:

$$f_{1cd} = f_{cd}$$

Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela.

Aquí propone tres valores para las tensiones admisibles:

Cuando existen fisuras paralelas a las bielas y armadura transversal suficientemente anclada

$$f_{1cd} = 0,70f_{cd}$$

Cuando las bielas transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada por armadura transversal suficientemente anclada (el caso del alma de vigas sometidas a cortante)

$$f_{1cd} = 0,60f_{cd}$$

Cuando las bielas comprimidas transfieren compresiones a través de fisuras de gran abertura (caso de elementos sometidos a tracción)

$$f_{1cd} = 0,40f_{cd}$$

Capacidad resistente de los Nudos

Aquí se limita a señalar que en los nudos deben comprobarse el anclaje de los tirantes si es que existen y que la tensión máxima no supere su máxima capacidad.

En el caso de nudos multicomprimidos se pueden tomar como tensión admisible para estados biaxiales de compresión:

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

Y para estados triaxiales de compresión:

$$f_{3cd} = 3,30f_{cd}$$

Capacidad resistente de los Tirantes

Los tirantes se constituyen por barras de acero, que se dimensionan directamente con su tensión de cálculo en Estado Límite Último:

$$\sigma_{sd} = f_{yd}$$

En los comentarios del apartado 40.2 se especifican las limitaciones a las que nos referíamos anteriormente:

“Para un control adecuado del estado tensional de la armadura en servicio y, consecuentemente, de la fisuración correspondiente, cuando no se realice un estudio de compatibilidad pormenorizado, se recomienda limitar la deformación máxima de los aceros de los tirantes al 2 ‰. Esto supone limitar la tensión total de la armadura pasiva a $\sigma_{sd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ ”

2.1.1.4 Estado Límite de Servicio de Fisuración

Al igual que en toda la bibliografía revisada, el control de la fisuración se confía a una limitación tensional de la armadura pasiva.

No obstante, en la norma se desarrollan más extensamente ciertos elementos estructurales para los cuales se propone un esquema de armado. Este es el caso de las vigas de gran canto y las ménsulas cortas. Estas disposiciones aseguran un buen comportamiento transversal de las bielas de compresión, evitando una fisuración excesiva.

Cargas concentradas sobre macizos. Artículo 61

Se define como una región D tridimensional (Figura 2.1). Aunque propone una descomposición del análisis en dos casos bidimensionales, con el mismo modelo y prescripciones pero con sus dimensiones correspondientes.

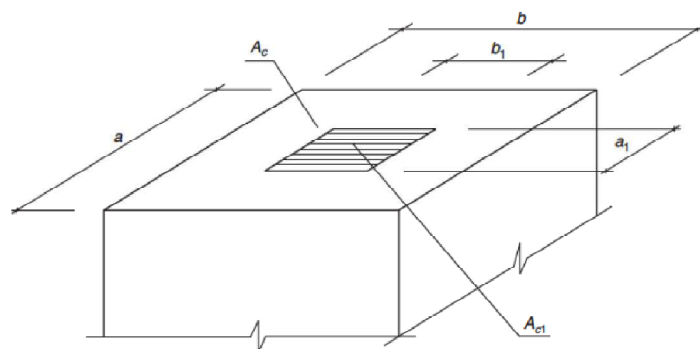


Figura 2.1 Ejemplo de carga concentrada [5]

La norma propone un modelo de bielas y tirantes subdividiendo la carga concentrada en dos, y disponiendo un tirante horizontal a una distancia igual a la mitad del ancho del macizo (Figura 2.2). A partir del análisis lineal de las trayectorias tensionales (Figura 2.3(a)) y la distribución de esfuerzos transversales (Figura 2.3(b)) propone las distancias entre bielas y tirantes.

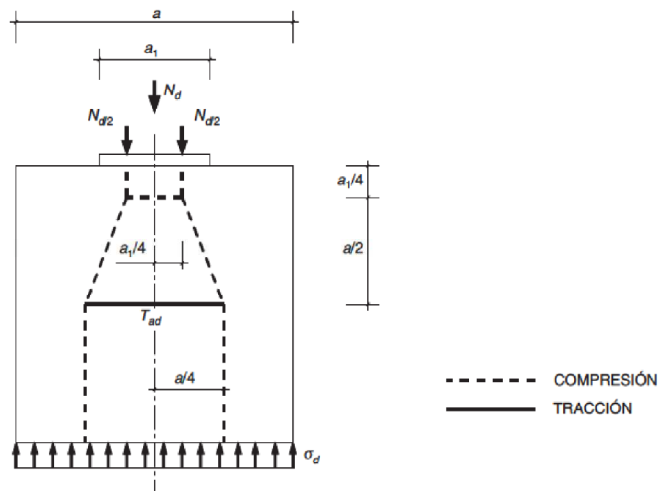


Figura 2.2 Modelo de Bielas y Tirantes propuesto por la EHE [5]

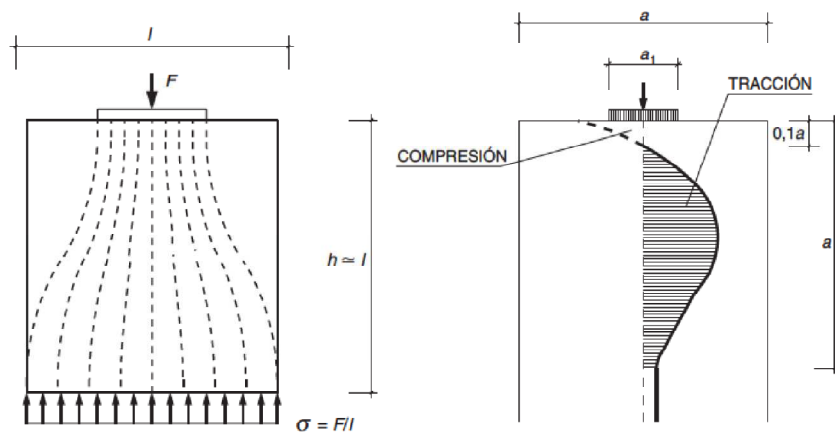


Figura 2.3 (a) Flujo de compresiones (b) Distribución de esfuerzos transversales [5]

Una vez establecido el modelo, se fijan ciertas normas para el armado de la pieza, según las cuales la armadura transversal deberá distribuirse a lo largo de toda la zona de tracción arriba definida entre $[0,1a - a]$ (Figura 2.3(b)). Indica también la preferencia en el uso de cercos que mejoren el confinamiento del hormigón.

2.1.2 Eurocodigo 2

Aunque el Eurocódigo 2 también incluye el método de bielas y tirantes para el proyecto de las regiones D, no lo hace tan ampliamente como la instrucción española. Propone el análisis plástico como posible método de cálculo y el método de bielas y tirantes como método basado en las soluciones plásticas del límite inferior.

2.1.2.1 Elementos estructurales desarrollados en la norma

El capítulo específico para el cálculo mediante modelos de bielas y tirantes es el 6.5. En ésta norma sólo se desarrollan específicamente tres ejemplos:

- Ménsula corta
- Vigas de gran canto
- Zonas sometidas a cargas concentradas

2.1.2.2 Apartado 6.5 Diseño de modelos de bielas y tirantes

El refuerzo requerido para resistir las tracciones transversales en el caso de cargas concentradas debe distribuirse en una longitud específica (ver Figura 2.4). Este refuerzo debe distribuirse a lo largo de la longitud en la que las trayectorias de compresión todavía son curvas. La fuerza de tracción T puede obtenerse con:

Para regiones con discontinuidad parcial ($b \leq \frac{H}{2}$), ver Figura 2.1.2.3.1.a

$$T = \frac{1}{4} \frac{b - a}{b} F$$

Para regiones con discontinuidad total ($b > \frac{H}{2}$), ver Figura 2.1.2.3.1.b

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F$$

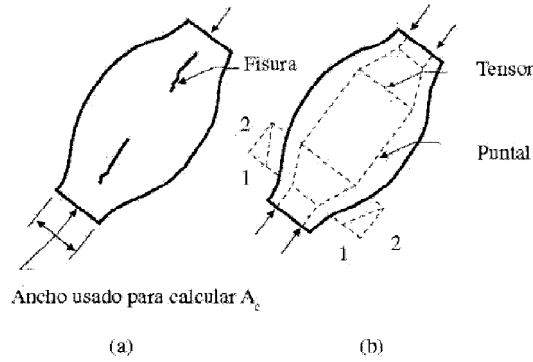


Figura 2.5 Biela en forma de botella: (a) Fisuración de una biela en forma de botella (b) modelo de bielas y tirantes de una biela en forma de botella [7]

Nos interesa de este extracto la previsión de la norma de un refuerzo transversal y el ángulo de dispersión de la compresión en las bielas en forma de botella, ya que de ella dependerá la cuantía necesaria debida a las tracciones transversales.

2.1.3.2 Resistencia de las bielas

La resistencia nominal a compresión se define como:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta f'_c$$

En donde β es el menor entre β_s y β_n correspondientes al factor de reducción de la capacidad a compresión del hormigón de las bielas y de los nodos consecutivamente.

Siendo β_s :

Biela		β_s
Biela de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud. COMENTARIOS: El valor de β_s se aplica a una biela equivalente al bloque rectangular de esfuerzos en la zona comprimida en una viga o columna.		1.0
Bielas ubicadas de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho de los nodos (bielas en forma de botella).	Con refuerzo que cumpla con A.3.3 (cuantía mínima 0.003)	0.75
	Sin refuerzo que cumpla con A.3.3 (cuantía mínima 0.003)	$0.6\lambda^*$
Para bielas en elementos sometidos a tracción, o alas en tracción de los elementos.		0.4
Para todos los demás casos		0.4

*El valor de lambda está definido en el apartado 8.6.1 y varía en función de del tipo de hormigón.

Siendo $\lambda = 1$ para hormigón de peso normal y hasta $\lambda = 0.75$ para hormigón ligero.

$\gamma \beta_n$:

Zona nodal	β_n
Zonas nodales limitada por bielas o áreas de apoyo, o ambas	1.0
Zonas nodales que anclan un tirante	0.8
Zonas nodales que anclan dos o más tirantes	0.6

2.1.3.3 Refuerzo

“El refuerzo exigido por el apartado A.3.3 se relaciona con la fuerza de tracción en el hormigón debida a la expansión de la biela [...]. Se puede suponer que las fuerzas de compresión en la biela se expanden en una pendiente 2:1.

Para un f'_c no mayor a 40MPa, se admite que las disposiciones de A.3.3 se satisfacen cuando el eje de la biela es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación:

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \text{sen } \alpha_i \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total de refuerzo de la superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje de la biela.”

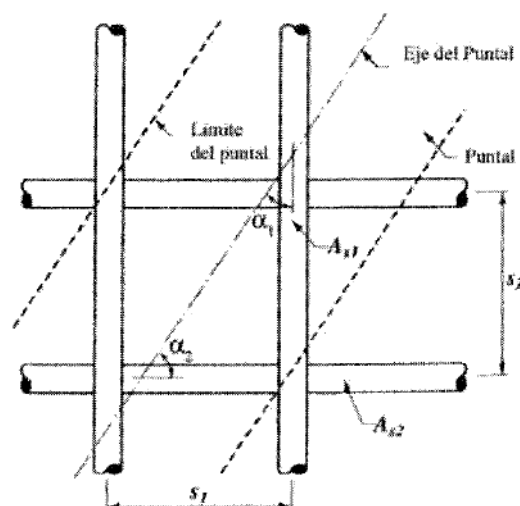


Figura 2.6 Refuerzo que atraviesa una biela [7]

2.2 PUBLICACIONES CIENTÍFICAS

2.2.1 PRINCIPALES PARÁMETROS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ZONAS D CONSTITUIDAS POR CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

Los principales parámetros que han sido hasta el momento objeto de estudio en el campo de las cargas concentradas sobre macizos son:

- Nivel de estudio 1: Biela en forma de botella.

Factor de eficacia(θ) de la biela en forma de botella que se forma bajo la carga concentrada

- Nivel de estudio 2: Modelo de bielas y tirantes:

Tras la descomposición de la biela en forma de botella en un Modelo de Bielas y Tirantes equivalente, se estudia la pendiente de las bielas de compresión bajo la carga concentrada (m) y la cuantía mínima del tirante transversal (ρ). Estos dos parámetros están relacionados entre sí, por ello, se estudiarán de manera conjunta.

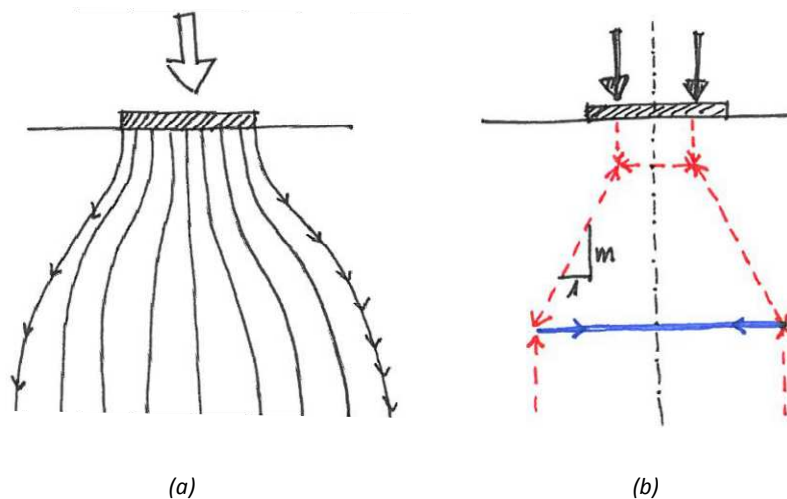


Figura 2.7 Biela en forma de botella bajo una carga concentrada (a) y su MBT equivalente (b)

2.2.1.1 Factor de eficacia de las bielas en forma de botella β

El factor de eficacia β es el encargado de reducir la capacidad resistente de la biela respecto a la resistencia a compresión simple del hormigón. Se aplica como un factor que multiplica a la resistencia característica del hormigón:

$$f_c = \beta \cdot f_c'$$

Es el parámetro más estudiado entre la comunidad científica, pues es de aplicación en la mayoría de las normas. Ha sido objeto de discusión desde los inicios del Método y todavía es una línea de investigación abierta en la actualidad.

No siempre es considerado como un parámetro fijo, sino que en muchas ocasiones depende de las condiciones de contorno de la biela, su inclinación, la existencia de armadura o no, y la disposición de ésta.

Peter Marti (1985) [16]

Según Peter Marti es, en todo caso, de decisiva importancia asegurar con cautela y consecuente detalle que las fuerzas en las celosías virtuales se puedan desarrollar y ser transmitidas en las localizaciones requeridas. La vía para cumplir éste requisito lleva inevitablemente a la reducción de la capacidad resistente del hormigón.

Resultados de estudios experimentales indican una primera y razonable opción:

$$f_c = 0,6f_c'$$

Éste valor puede reducirse o incrementarse dependiendo en las circunstancias específicas; como el requisito de una redistribución de las fuerzas internas, presencia de armadura distribuida, presencia de confinamiento lateral, etc. Los miembros con cuantías de acero bajas son más bien insensibles a la variación de la resistencia característica del hormigón. Sin embargo, se recomienda una aproximación cauta para miembros con altas cuantías de acero. Como orientación se podría obtener un valor:

$$f_c = 0,85f_c' \quad \text{elementos a flexión y axil}$$

$$f_c = 0,67f_c' \quad \text{elementos a cortante}$$

$$f_c = 0,5f_c' \quad \text{elementos a torsión}$$

J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jeñewein (1987,1991) [8,9]

Tras su primer artículo, Toward a Consistent Design of Structural Concrete, 1987 [8] que fue y es de referencia en cuanto al método de bielas y tirantes se refiere, J. Schlaich y K. Schäfer, profundizaron en la aplicación del método en nuevo artículo, Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models, 1991 [9].

Este artículo [9] es un apoyo para el diseño de elementos estructurales de hormigón mediante el método de bielas y tirantes. Dando los criterios de armado según modelo, tipo de nudo y tipo de elemento estructural.

Define las bielas en forma de botella como aquellas con trayectorias perturbadas en las que se desarrollan tensiones transversales considerables: compresiones en el cuello de la botella y tensiones a partir de ahí. La tensión transversal puede provocar fisuras longitudinales e iniciar un fallo prematuro. Es necesario, por tanto, armar en la dirección del campo de tensiones de tracción o tomarlo en consideración cuando se determine la tensión admisible de la biela. La tensión transversal también se puede determinar a partir de la descomposición de la biela en otro modelo de bielas y tirantes. El diagrama facilitará su dimensionamiento. (Figura 2.8)

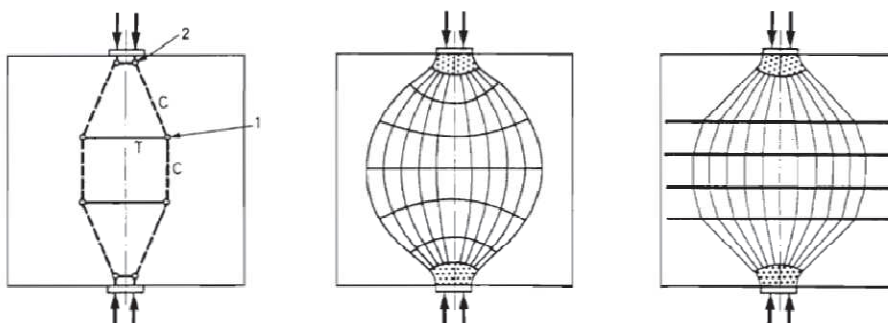


Figura 2.8 Modelo de bielas y tirantes, su campos tensional y correspondiente armado [9]

Para el dimensionamiento en la práctica de todo tipo de campos tensionales, se proponen los siguientes valores de tensión admisible f_c :

$$f_c = 1,0f_c' \quad \text{para estados de tensiones uniaxiales}$$

$$f_c = 0,8f_c' \quad \text{para campos tensionales de compresión con fisuras paralelas en la dirección del campo de compresión.}$$

$$f_c = 0,6f_c' \quad \text{para campos tensionales de compresión con fisuras inclinadas respecto a la dirección de la biela.}$$

P. Adebar et al. (1990, 1993) [10,11]

A partir del estudio desarrollado previamente por P. Adebar, D. Kuchma y M. P. Collins, 1990 [11], según el cual se demostraba la idoneidad del método de bielas y tirantes para el análisis de encapados de pilotes, se detectó la problemática que suponían las bielas comprimidas en el macizo de hormigón sin armadura que controlase las tensiones transversales, donde se producían fisuras longitudinales a lo largo de sus trayectorias.

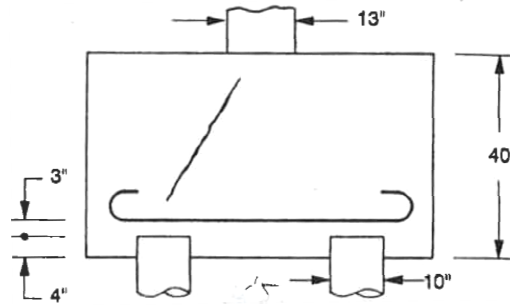


Figura 2.9 Ejemplo de diseño de un ecapado de dos pilotes: Alzado mostrando fisura en la dirección principal de compresión [10]

Un nuevo trabajo, realizado por P. Adebar y Z. Zhou en 1993 [12], profundiza en el comportamiento de las bielas comprimidas sin refuerzo transversal, pues en la práctica constructiva no se dispone de dicha armadura en los encapados de pilotes. Así bien, la inexistencia de armadura transversal reduce a cero la ductilidad de la pieza e impide la redistribución de los esfuerzos, de modo que será un punto crítico para su diseño.

Con el objetivo de fijar la capacidad resistente de las bielas comprimidas, 60 especímenes cilíndricos de hormigón macizo, de altura y diámetro variables, fueron ensayados para su comprobación, ya no en estado límite último sino en estado límite de servicio de fisuración.

Como conclusión, se sugiere la siguiente formulación para la limitación de la resistencia de las bielas comprimidas en el diseño de macizos de hormigón:

$$f_c \leq 0,6f_c'(1 + 2\alpha\beta)$$

En donde:

$$\alpha = 0.33 \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 1 \right) \leq 1.0$$

$$\beta = 0.33 \left(\frac{h}{b} - 1 \right) \leq 1.0$$

Siendo:

A_1 Área del pilar o pilote

A_2 Área del encepado

h Longitud de la biela

b Ancho de la biela

En estas expresiones se puede observar la importancia de la relación geométrica de la pieza, y de la superficie de carga respecto al ancho del macizo.

Señala también que aplicando dichas limitaciones son más conservadoras que la normativa en aquel momento vigente ACI Building Code, que no tenía en consideración la incapacidad de redistribución del hormigón en masa y el drástico descenso de la resistencia de la pieza en el momento de la fisuración.

Stephen J. Foster (1998) [15]

En éste artículo se utiliza un modelo de bielas y tirantes para describir el comportamiento mecánico observado en los miembros que no trabajan a flexión, incluyendo un modelo local para evaluar las tensiones transversales en bielas de hormigón.

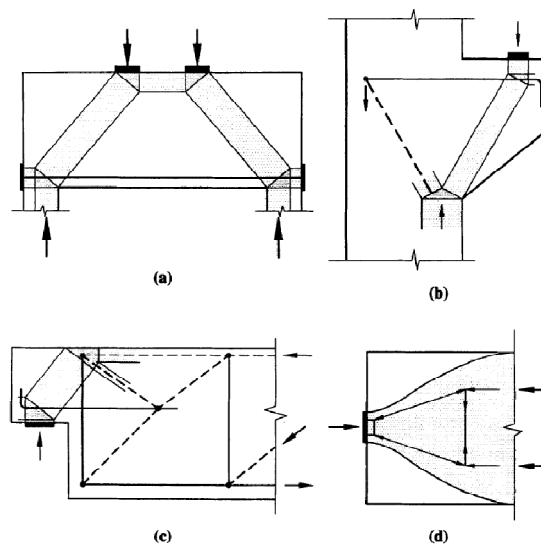


Figura 2.10 Ejemplos de elementos que no trabajan a flexión y su correspondiente modelo de bielas y tirantes (a) biga de gran canto; (b) ménsula; (c) apoyo a media madera; (d) zona de anclaje

De éste modelo (d), las magnitudes de las tensiones transversales existentes en una biela comprimida se pueden obtener tanto para condiciones de servicio como para estado límite último, de modo que podamos disponer un refuerzo suficiente para controlar la fisuración. Finalmente, se desarrolla un estudio racional tras la determinación empírica de un refuerzo mínimo requerido.

Coeficientes de eficacia del hormigón

Varias investigaciones habían propuesto diferentes valores para el factor de eficiencia. En éste artículo se recogen los valores propuestos hasta el momento. A continuación se muestra una tabla en la que se resumen todos ellos:

Tabla 2.1 Resumen de valores para el factor de eficiencia de las bielas en forma de botella β

AUTORES	AÑO	FACTOR DE EFICIENCIA β
P. Marti [16]	1985	$\beta = 0.6$
Rogowsky y MacGregor *1	1983	$\beta=0.85$
Yun y Ramirez [17] y Chen *3	1996, 1988	Factor de eficiencia basados en el estado tensional de los nodos para $f'_c \leq 60 \text{MPa}$: $\beta = \frac{0,6(1 - 0.25h)(100\rho + 2)[2 - (0.4b_{min}/h)]}{f'_c}$ Para: $\frac{b_{min}}{h} < 2.5 \quad \rho < 0.02 \quad h < 1.0$
Vecchio and Collins [18]	1986	$\beta = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2)/\tan^2 \theta$
Foster y Gilbert *4	1996	$\beta = \frac{1}{1.14 + 0.75(a/d)^2}$ En donde: a/d la luz a cortante respecto al canto de la biga
Warwich y Foster *5	1993	$\beta = 1.25 - \frac{f'_c}{500} - 0.72 \left(\frac{a}{d}\right) + 0.18 \left(\frac{a}{d}\right)^2 \leq 0.85$ Para $a/d < 2$ $\beta = 1.25 - \frac{f'_c}{500}$ Para $a/d \geq 2$ Siendo $f'_c \leq 100 \text{MPa}$

*1 Rogowsky, D. M & MacGregor, J. G., Shear strength of deep reinforced concrete continuous beams. Structural Eng. Report No. 110, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, November, 1983.

*2 MacGregor, J. G., Reinforced Concrete – Mechanics and Design, 3rd edn, Prentice Hall, 1997.

*3 Chen, G. Plastic analysis of shear in beams, deep beams and corbels. Report R 237, Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering, Copenhagen, 1988, p. 227.

*4 Foster, S. J. & Gilbert, R. I., The design of non-flexural members with normal and high strength concretes. ACI Structural Journal, 93 (1) (1996) 3-10.

*5 Warwick, W. & Foster, S. J., Investigation into the efficiency factor used in non-flexural member design. UNICIV Report No. R-320, School of Civil Engineering, The University of New South Wales, Australia, July, 1993.

M. D. Brown, C. L. Sankovich, O. Bayrak, J. O. Jirsa. (2006) [12]

Tras su campaña experimental, en la que se ensayaron 26 placas de hormigón bajo cargas concentradas, las conclusiones fueron que: independientemente de las condiciones geométricas y de armado, el colapso se produjo del mismo modo; la cuantía y distribución de la armadura no era de gran influencia; y que el factor de eficiencia de la biela más reforzada no era significativamente distinto a aquellos de las bielas sin refuerzo alguno.

Los resultados de 25 especímenes entre 26 resultaron satisfactorios según la norma ACI 318-05, por ello, y basándose en los resultados experimentales obtenidos, se propone un valor constante para el factor de eficiencia:

$$f_c \leq 0,6f_c'$$

Éste proporcionaría un nivel de seguridad adecuado y simplificaría el código. Así bien, el uso de armadura para el refuerzo de bielas sigue siendo recomendado por los autores.

D. K. Sahoo, R. K. Gautam, B. Singh y P. Bhargava (2008) [13]

A diferencia de Brown et al. [12], Sahoo et. al [13,14,19] insisten en la importancia de la cuantía mínima del 0.3% de armadura transversal para el control de la fisuración en Estado Límite de Servicio.

Influencia de tensión transversal en el factor de eficiencia de las bielas comprimidas

En un primer estudio por parte de Sahoo et al. [13], se ensayan 12 paneles cuadrados de lado 600mm con un espesor de 100mm.

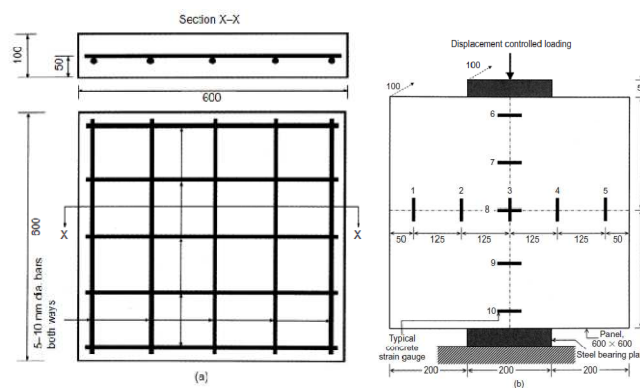


Figura 2.11 (a) Detalle de armado de los paneles ensayados (b) Disposición de las galgas para el ensayo.[13]

Los resultados revelan claramente la influencia del refuerzo en el factor de eficiencia de la biela. A diferencia de las conclusiones de Brown y Bayrak [12], las bielas armadas mediante barras de acero tuvieron factores de eficacia significativamente mayores a aquellos de las bielas no armadas.

De este estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El armado transversal tiene una influencia decisiva en el factor de eficacia, así como en las características de deformación de las bielas en cuello de botella.
- La situación de los tirantes en el modelo de bielas y tirantes para las bielas en cuello de botella resultaron variables durante el ensayo de las bielas hasta el fallo. Esto sugiere que el armado transversal debería estar preferiblemente uniformemente repartido a lo largo de la longitud de la biela para obtener un comportamiento satisfactorio en todos los estados de carga.
- Ninguna mejora significativa fue hallada con la incorporación de fibras en la masa del hormigón.
- El hormigón reforzado con fibras, cuando se usa junto con armadura convencional en las bielas en cuello de botella, fue, sin embargo, particularmente efectivo.

D. K. Sahoo, R. K. Gautam, B. Singh y P. Bhargava (2009) [14]

Posteriormente, Sahoo et al. [14] realizan una revisión de los factores de eficiencia para las bielas comprimidas propuestos por la norma ACI 318-08 en el Apéndice A.

La tensión admisible para la norma en una biela comprimida es igual al menor de los valores:

$$f_c = 0.85\beta_s f'_c$$

$$f_c = 0.85\beta_n f'_c$$

En donde:

β_s es el factor de eficiencia de la biela

$\beta_s = 1,0$	para bielas prismáticas
$\beta_s = 0,75$	para bielas en forma de botella con armadura transversal
$\beta_s = 0,6$	para bielas en forma de botella sin armadura transversal
$\beta_s = 0,4$	para bielas en un elemento a tracción

β_n es el factor de eficiencia de la zona nodal

$\beta_n = 1,0$	para nodos CCC
$\beta_n = 0,8$	para nodos CCT
$\beta_n = 0,6$	para nodos CTT o TTT

Por lo expuesto anteriormente, dadas la misma tensión efectiva a compresión del hormigón y la misma área transversal, la tensión nominal admisible de una biela en cuello de botella es menor que la de una prismática en un 40% de acuerdo con los factores de eficacia propuestos por el ACI.

Campaña experimental: bielas aisladas

Para ilustrar el caso anterior, se procede al ensayo en laboratorio de 14 probetas de hormigón de espesor 100mm y de las dimensiones: (1) 100x300mm (biela prismática), (2) 150x300mm, (3) 200x300mm, (4) 300x300mm, (5) 350x300mm, (6) 600x300mm y (7) 300x900mm. Se ensayan dos de cada dimensión.

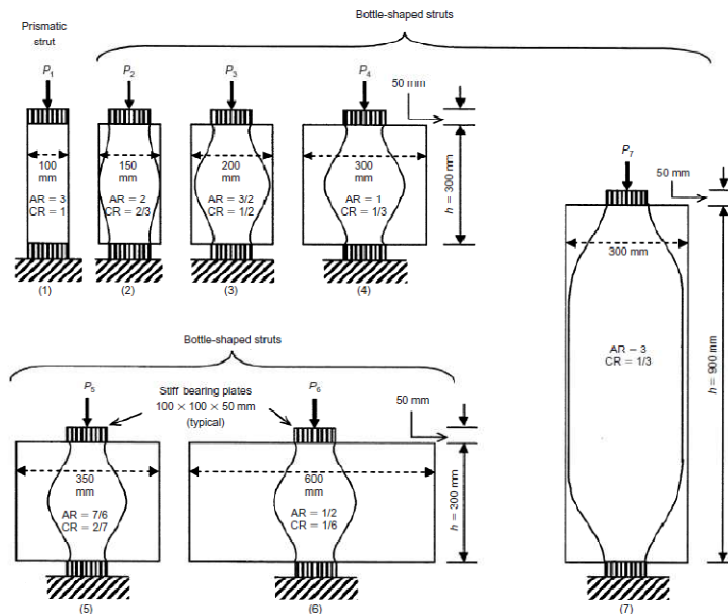


Figura 2.12 Paneles representado bielas aisladas: (1) biela prismática (2)-(7) bielas en forma de botella. AR: ratio de proporción; CR: ratio de concentración [14]

Los resultados de ésta investigación indican que las bielas en cuello de botella no son por sí mismas menos resistentes que las prismáticas.

Ni los ensayos experimentales previos, ni la información existente sobre el Método de Bielas y Tirantes tomados por el ACI 318 Apéndice A, pueden justificar la gran diferencia entre los valores de β_s para bielas prismáticas y bielas en cuello de botella.

Los valores máximos para bielas prismáticas propuestos por Schlaich y Schäfer [9], que presumiblemente es de donde están sacados los valores de las recomendaciones del ACI, se basan en la suposición de que las bielas prismáticas se sitúan en una región B, y estas recomendaciones pueden no sustentarse para bielas prismáticas localizadas en regiones D donde prevalece un sistema de fuerzas más complejo. De hecho, los autores han notado en sus investigaciones previas que $\beta \geq 1,0$; con o sin refuerzo transversal.

2.2.1.2 Pendiente de dispersión (m) y cuantía mínima para bielas en forma de botella (ρ)

En el método de bielas y tirantes, la modelización de una pieza repercute posteriormente en las tensiones resultantes en cada elemento. En el caso de las bielas en forma de botella, su modelización detallada resulta en un tirante en la dirección transversal a la directriz de la biela (fig. 2.13). La tensión transmitida a este tirante será función directa de la inclinación considerada para las dos bielas superiores.

Por tanto, hay dos valores directamente relacionados que nos interesan en éste capítulo: por una parte el ángulo de dispersión α o la pendiente correspondiente m , y la cuantía de acero ρ que resulta de dicha pendiente.

La pendiente de dichas bielas ha sido objeto de estudio y debate desde los principios del método. En la mayoría de los casos, los valores se han obtenido a partir de ensayos en laboratorio, y su determinación viene dada por distintos factores que han ido variando a lo largo de los años.

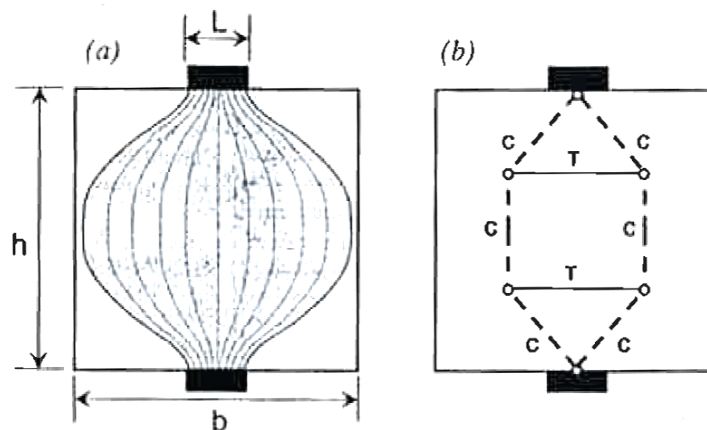


Figura 2.13 Modelización refinada de una biela en forma de botella [12]

Por otra parte, la determinación de la cuantía de acero transversal no asegura un funcionamiento óptimo de la biela. Será también de gran influencia la forma de distribuir dicha cuantía, desde tirantes de gran espesor, hasta armadura distribuida a lo largo de toda la región D. Su distribución será también objeto de estudio, dado que el comportamiento de la pieza depende, en gran medida, de la distribución geométrica de su refuerzo.

J. Schlaich, K. Schäfer, M.Jennewein (1987,1991) [8,9]

El campo tensional en forma de botella, con trayectorias curvadas, desarrolla tensiones transversales considerables: compresión en el cuello de la botella y tensión más allá. La tensión transversal puede causar fisuración longitudinal e iniciar un fallo prematuro. Es, por tanto, necesario reforzar el campo tensional en la dirección trasversal o considerar la tensión transversal a la hora de determinar la carga límite última de la biela. La tensión transversal puede determinarse a través de un modelo de bielas y tirantes del campo tensional.

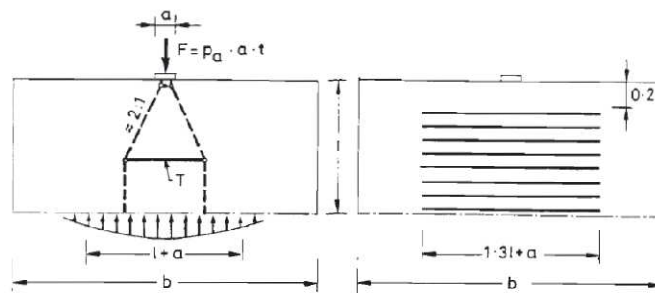


Figura 2.14 Modelo y esquema de armado en el caso de bielas en forma de botella

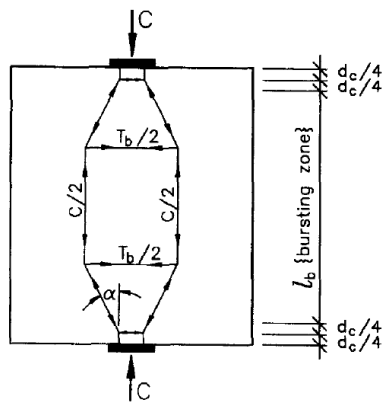
Se consideró como válido el valor:

$$m = 2$$

Éste se aceptó durante años y todavía se recoge en mucha de la normativa hoy vigente.

Stephen J. Foster (1998) [15]

Se propone un modelo de equilibrio según la Figura 2.16. La fuerza de la tensión transversal es función del ángulo de dispersión de la carga concentrada:



El ángulo de desviación θ puede tomarse como:

$$\tan \alpha = 1/2 \text{ en servicio}$$

$$\tan \alpha = 1/5 \text{ para resistencia última}$$

El refuerzo debe redistribuirse en la zona en la que se desarrolla la tensión transversal l_b .

Figura 2.15 Modelo de bielas y tirantes para explicar el splitting en el alma de la viga de gran canto

En los estudios numéricos de Crawford y Foster^{*1} se observó que antes de la fisuración, la tensión transversal era aproximadamente uniforme en dicha región. Tomándola uniforme, y asumiendo que la tensión de tracción admisible del hormigón es $f_t = fn\sqrt{f'_c}$ entonces la fuerza de tracción en el momento de la fisuración será:

$$T_{b,cr} = l_b b K \sqrt{f'_c}$$

En donde:

b es el espesor de la pieza

K es el coeficiente de fisuración desarrollado en otros estudios^{*2}

Por tanto, la cuantía mínima para evitar el fallo por splitting de las bielas inclinadas en vigas de gran canto, tomando el coeficiente de fisuración $K = 0,6$ y substituyendo en las ecuaciones anteriores, sería:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_{sy}}$$

*1 Crawford, S. & Foster, S. J., Investigation into the development of compression struts in non-flexural members. UNICIV Report No. R-352, School of Civil Engineering, The University of New South Wales, Australia, 1996.

*2 Foster, S. J. & Gilbert, R. I., Full range non-flexural behaviour-simplified design models. Proceedings of the Sixth International Colloquium on Concrete in Developing Countries, Lahore, Pakistan (1997) 141-149.

Michael D. Brown and and Oguzhan Bayrak, 2006 [19]

Basado en la descripción de la dispersión de la compresión de Guyon^{*1}, se extrae que es necesario un refuerzo transversal en bielas en cuello de botella para controlar la abertura de la fisura principal en estado límite de servicio.

Pendiente de dispersión m

La situación óptima del tirante transversal debería de ser aquella en la cual la tracción es mayor. De los gráficos de Guyon se concluye que este punto se sitúa en el tercio central de la región D. En cuanto a la inclinación de las dos bielas superiores el autor discrepa con la norma ACI, que supone una pendiente fija de 1:2, proponiendo la formulación de Schlaich y Weischede [23] que proponían un modelo de bielas y tirantes para bielas en cuello de botella con el ángulo de dispersión variable.

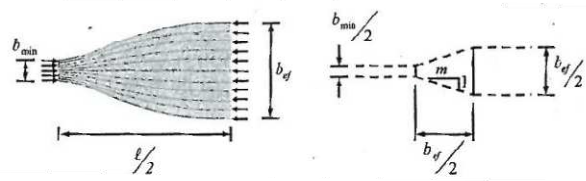


Figura 2.16 Dispersión de la compresión (izquierda: distribución elástica; derecha: MBT equivalente)

$$m = \frac{2b_{ef}}{b_{ef} - b_{min}}$$

En donde:

$$b_{ef} = l/3 \text{ para } l/3 > b_{min}$$

$$b_{ef} = b_{min} + l/6 \text{ para } l/3 \leq b_{min}$$

*1 Guyon, Y. 1953, Prestressed Concrete, Contractor's Record LTD, London, 543 pp.

Cuantía de acero transversal ρ

Según el método de bielas y tirantes, si no se dispone del acero transversal necesario, la biela fallará por excesiva fisuración o por deformación prematura del acero. Aunque toda armadura transversal dispuesta adicionalmente a la estrictamente necesaria no prevendrá la formación de la fisura, si podrá controlar la abertura de ésta. La cuantía propuesta es la siguiente:

$$\rho_{\perp} = \frac{A_V \cos \theta}{b s_V} + \frac{A_H \sin \theta}{b s_H}$$

en donde:

ρ_{\perp} = cuantía en la dirección perpendicular a la fisuración

A_H = área de la armadura horizontal a cortante

A_V = área de la armadura vertical a cortante

s_H = separación de las barras horizontales

s_V = separación de las barras verticales

θ = ángulo entre la dirección de fisuración y el refuerzo longitudinal

b = ancho de la biga

Como se ha especificado, esta cuantía debe ser suficiente para cubrir la tensión del tirante del modelo:

$$F_{\perp} \geq T$$

$$\rho_{\perp} f_y b l \geq \frac{F_{Biela}}{m}$$

$$\rho_{\perp} f_y b l \geq \frac{\beta f'_c A_c}{m}$$

Concluyendo que:

$$\rho_{\perp} \geq \frac{\beta f'_c A_c}{f_y b l m}$$

En donde:

β = factor de eficiencia

f'_c = resistencia a compresión del hormigón

A_c = mínima sección transversal de la biela

f_y = tensión admisible del acero

b = ancho de la viga

l = canto de la viga

m = pendiente de la biela comprimida

Requerimientos por estado límite de servicio

El autor recomienda la disposición de una cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.003$$

En éste punto señala la incongruencia del ACI al proponer una inclinación del 2:1 mientras fija un refuerzo transversal necesario de 0.003, siendo que en muchos casos una pendiente tal requiere un mayor refuerzo en el MBT y en otros casos un 0.003 crea en el modelo una pendiente mayor a 2:1. Estando en muchos casos del lado de la inseguridad.

Discusiones [20,21,22] a Michael D. Brown y Oguzhan Bayrak, 2006 [19]

Dipak Kumar Sahoo, Bhupinder Singh, and Pradeep Bhargava [20]

En cuanto a la situación del tirante, no está claro que deba estar en el tercio central de la región D, sino que en base a los ensayos llevados a cabo por Brown et al [12] demuestran la no estacionalidad del tirante en función del nivel de carga en el que se encuentre.

Así bien, los autores deberían revisar la consistencia de las ecuaciones derivadas de las propuestas por Schlaich y Weischede [23]. Ya que resultan incongruencias para ciertos casos.

Conclusión del autor:

Los autores están de acuerdo en que los tirantes transversales en bielas en cuello de botella no deberían ser fijos en una sola posición.

Mikael W. Braestrup [21] and Chun, Ha, Hon y Oh [22]

Según Mikael W. Braestrup [21], las ecuaciones trigonométricas elevadas a la primera potencia resultan inválidas, y como consecuencia, la contribución del refuerzo inclinado está seriamente sobreestimada (un 45% para un ángulo de 45°). Estas consideraciones hacen dudosa la validez de las conclusiones de éste artículo, pero aparentemente la sobreestimación del acero podría exacerbar la inconsistencia de la que se habla de las recomendaciones del ACI 318-05.

Chun, Ha, Hon y Oh [22], llegando más lejos, proponen una nueva formulación:

$$F_{L,correct} = \frac{A_V f_y l \cos^2 \theta}{S_V} + \frac{A_H f_y l \sin^2 \theta}{S_H}$$

Conclusión del autor:

El que discute tiene razón en que los términos trigonométricos deberían elevarse al cuadrado, como se señala en el artículo y queda remarcado en la discusión. Los autores han elegido no elevar los términos al cuadrado para ser consistentes con los procesos y ecuaciones presentados en el ACI 318-05.

Palabras finales

“El uso de un ángulo de dispersión variable habitualmente requiere una cuantía de acero menor a 0.003. Sin embargo, se deben tener en cuenta ciertas consideraciones acerca del estado límite de servicio.”

“Se deberían llevar a cabo investigaciones adicionales acerca del comportamiento de las estructuras diseñadas mediante el MBT en servicio y las previsiones necesarias”

Dipak Kumar Sahoo, Bhupinder Singh, and Pradeep Bhargava, 2009[24, 14]

Investigación de la dispersión de la compresión en bielas en forma de botella [24]

En un primer artículo [24], se discuten los parámetros utilizados en el Apéndice A de la norma ACI 318-05 correspondientes a la pendiente de dispersión de las bielas inclinadas en el caso de cargas concentradas sobre macizos.

Se analiza teórica y experimentalmente la dispersión de la compresión en bielas en cuello de botella. Es decir, se propone una ecuación para las líneas isostáticas de compresión (ILC) para un macizo de hormigón sometido a una carga concentrada:

$$y = l + \frac{5(l-a)(a-b)}{4a^3b}x^3 - \frac{15(l-a)(a-b)}{16a^4b}x^4 + \frac{3(l-a)(a-b)}{16a^5b}x^5$$

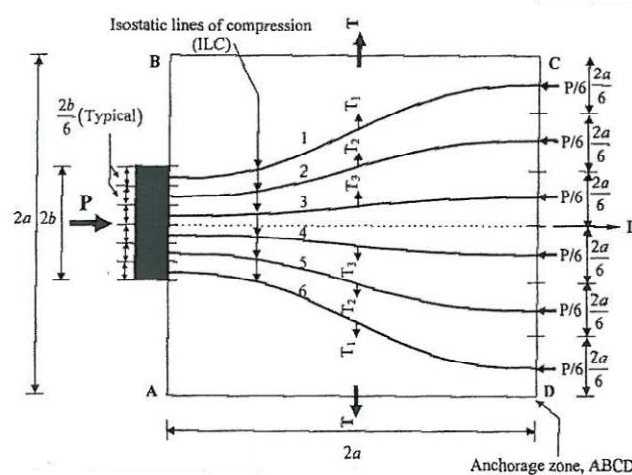


Figura 2.17 Dispersión de la compresión en una zona de anclaje de postesado [24]

A partir de ésta expresión, de su pendiente y de su curvatura, se obtiene el punto máximo de tracción transversal, que es aquel en el que existe la máxima pendiente, éste punto se sitúa en el punto medio de la región D, a (siendo $2a$ el espesor de la pieza). A partir de aquí se puede integrar la tensión transversal generada por la curvatura de las isólineas en función de la carga concentrada P aplicada a través de la placa de apoyo (de dimensión $2b$).

$$T = -\frac{15P}{64} \left(1 - \frac{b}{a}\right)$$

En donde:

$\frac{b}{a}$ es el ratio de concentración

Esto significa que la magnitud de la tensión transversal dependerá de la relación entre el ancho de la placa de apoyo y el ancho de la pieza. Así bien, si se superponen dos regiones D en una placa cuadrada de modo que el punto medio -en donde la tensión transversal es máxima- coincida, la tensión sería igual al doble de la equivalente en una región D no superpuesta:

$$T' = 2T = -\frac{15P}{32} \left(1 - \frac{b}{a}\right)$$

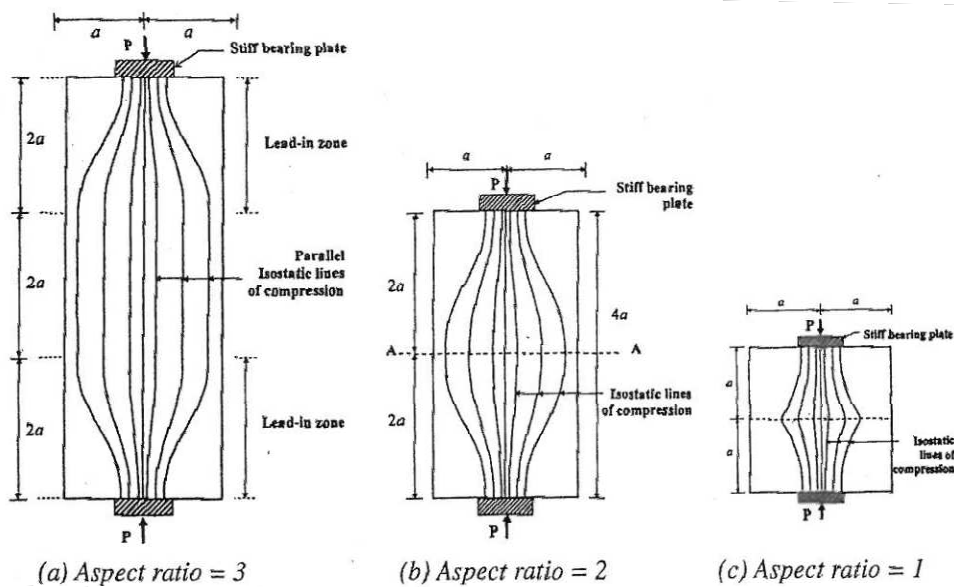


Figura 2.18 Biela en forma de botella en paneles de hormigón [24]

Estas expresiones se comparan con aquellas correspondientes a la bibliografía estudiada:

Propuesta: $T = 0.23P \left(1 - \frac{b}{a}\right)$

Mörsch: $F_{bst} = 0.25P_k \left(1 - \frac{y_{p0}}{y_0}\right)$

AASTHO: $F_{bst} = 0.25 \sum P_u \left\{1 - \frac{y_{p0}}{y_0}\right\}$

BS 8110-1:1997: $F_{bst} = KP_k \left(1 - \frac{y_{p0}}{y_0}\right)$

Leonhardt's: $F_{bst} = 0.30P_k \left(1 - \frac{y_{p0}}{y_0}\right)$

Pendiente de dispersión m

Dado que la tensión transversal varía en función del ratio de concentración, este implica que en el modelo de bielas y tirantes la inclinación de las bielas (m) debería variar también con dicho ratio, cosa que no sucede en las recomendaciones de la norma ACI 318-05 Apéndice A, en donde la inclinación es invariablemente $m=2$. Se propone:

$$m = \frac{P}{T'} = \frac{32}{15 \left(1 - \frac{b}{a}\right)}$$

Dipak Kumar Sahoo, Bhupinder Singh, and Pradeep Bhargava, 2011 [25]

Refuerzo mínimo para prevenir el fallo por Splitting en bielas en forma de botella [25]

En éste último y más reciente artículo aquí descrito, Sahoo et al. hace hincapié en la importancia de la colocación de armadura transversal en las bielas en cuello de botella para evitar el fallo por Splitting. Sin embargo, habla también en esta ocasión de la importancia de controlar la abertura de fisura en estado límite de servicio.

En contraste con las aproximaciones empíricas en la literatura y los códigos actuales, se propone un modelo analítico para calcular el refuerzo transversal mínimo en una biela en forma de botella para ser posteriormente validado experimentalmente en las siguientes secciones.

Mínimo refuerzo transversal: Deducción analítica

Como se ha hecho en estudios anteriores, la variación de la tensión transversal en una biela en cuello de botella se puede representar de manera simplificada como una función bi-triangular. (Figura 2.21) El total de la tensión resistida por el hormigón en el momento de la fisuración se obtiene del área triangular de la distribución tensional descrita como:

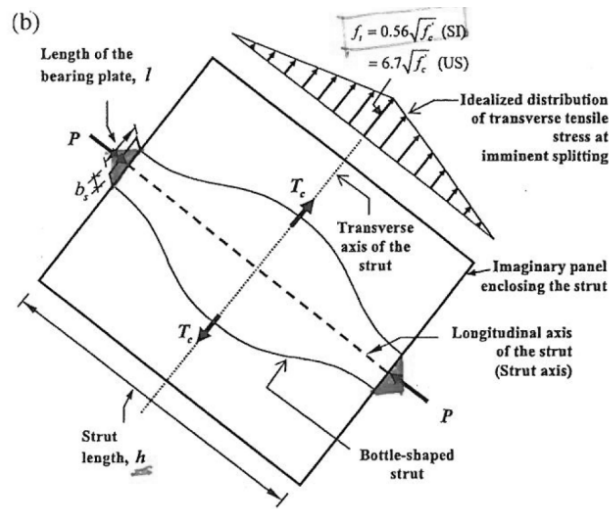


Figura 2.19 (a) biela en forma de botella en biga de gran canto; y (b) tensión de tracción idealizada en el momento de la fisuración [25]

$$T_c = b_s \left(\frac{1}{2} h f_t \right)$$

En donde

b_s es el espesor de la pieza

h la longitud de la biela

Substituyendo $f_t = 0.56\sqrt{f'_c}$ como recomienda el ACI 318-08 obtenemos:

$$T_c = 0.28b_s h \sqrt{f'_c}$$

Teniendo en cuenta el efecto del confinamiento de la armadura transversal y longitudinal dispuesta en el caso de vigas de gran canto, se deriva en el artículo una cuantía mínima ρ_{min} para prevenir un fallo por splitting en una biela en cuello de botella:

$$\rho_{min} = 0.28 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Mínimo refuerzo transversal: Campaña experimental

Los paneles de hormigón en masa no pudieron redistribuir las tensiones una vez abierta la fisura, así que las cargas existentes en el punto de iniciación de la fisuración fueron las cargas últimas. En los

paneles con refuerzo transversal, en cambio, sí que mostraron redistribución tras la carga de fisuración.

Por tanto, teniendo en cuenta que en el diseño de uniones (y regiones D) en estructuras de hormigón armado se busca el comportamiento dúctil, será éste el parámetro a tener en cuenta para determinar las cuantías mínimas en bielas en cuello de botella.

Las mayores ductilidades se observaron en las siguientes cuantías para cada una de las tensiones admisibles del hormigón:

$$\rho = 0.003 \quad \text{para} \quad f'_c = 25MPa$$

$$\rho = 0.004 \quad \text{para} \quad f'_c = 60MPa$$

$$\rho = 0.006 \quad \text{para} \quad f'_c = 82MPa$$

Expresión teórica para la cuantía mínima:

$$\rho_{TM} = S \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$S = \frac{\rho_{TM} f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Sabiendo que en el caso de las probetas ensayadas, $f_y = 423MPa$ obtenemos unos valores para S de:

$$S = 0.25 \quad \text{para} \quad f'_c = 25MPa$$

$$S = 0.22 \quad \text{para} \quad f'_c = 60MPa$$

$$S = 0.28 \quad \text{para} \quad f'_c = 82MPa$$

Siendo la media del valor $S = 0.25$; valor que cuadra con lo estimado en éste artículo y por Foster et al. [15].

2.2.1.3 Resumen de valores para los principales parámetros de comportamiento de las zonas D constituidas por cargas concentradas sobre macizos β , m y ρ

Resumen de valores para los principales parámetros de comportamiento de las zonas D constituidas por cargas concentradas sobre macizos β , m y ρ

Tabla 2.2 Resumen de valores para factor de eficiencia β

AUTORES	AÑO	FACTOR DE EFICIENCIA β
EHE	2008	$\beta = 0.6$
Eurocódigo	2004	$\beta = 0.6$
ACI	2008	$\beta = 0.6$ sin armadura mínima (0.003) $\beta = 0.75$ con armadura mínima (0.003)
P. Marti [16]	1985	$\beta = 0.6$
Rogowsky y MacGregor * ¹	1983	$\beta = 0.85$
Chen * ³	1988	para $f'_c \leq 60 \text{MPa}$: $\beta = \frac{0,6(1 - 0,25h)(100\rho + 2)[2 - (0,4b_{min}/h)]}{f'_c}$ Para: $\frac{b_{min}}{h} < 2.5$ $\rho < 0.02$ $h < 1.0$
Vecchio and Collins [18]	1986	$\beta = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2)/\tan^2 \theta$
J. Shlaich et al. [9]	1991	$\beta = 0.6$
P. Adebar et al [10,11]	1990,1993	En donde: $f_b \leq 0.6f'_c(1 + 2\alpha\beta)$ $\alpha = 0.33 \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 1 \right) \leq 1.0$ $\beta = 0.33 \left(\frac{h}{b_{ef}} - 1 \right) \leq 1.0$ Siendo: A_1 Área del pilar o pilote, A_2 Área del encepado
Foster y Gilbert * ⁴	1996	$\beta = \frac{1}{1.14 + 0.75(a/d)^2}$ En donde: a/d la luz a cortante respecto al canto de la biga
Warwick y Foster * ⁵	1993	$\beta = 1.25 - \frac{f'_c}{500} - 0.72 \left(\frac{a}{d} \right) + 0.18 \left(\frac{a}{d} \right)^2 \leq 0.85$ Para $a/d < 2$ $\beta = 1.25 - \frac{f'_c}{500}$ Para $a/d \geq 2$ Siendo $f'_c \leq 100 \text{MPa}$
M. D. Brown et al. [12]	2006	$\beta = 0.6$

*¹ Rogowsky, D. M & MacGregor, J. G., Shear strength of deep reinforced concrete continuous beams. Structural Eng. Report No. 110, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, November, 1983.

*² MacGregor, J. G., Reinforced Concrete – Mechanics and Design, 3rd edn, Prentice Hall, 1997.

*³ Chen, G. Plastic analysis of shear in beams, deep beams and corbels. Report R 237, Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering, Copenhagen, 1988, p. 227.

*⁴ Foster, S. J. & Gilbert, R. I., The design of non-flexural members with normal and high strength concretes. ACI Structural Journal, 93 (1) (1996) 3-10.

*⁵ Warwick, W. & Foster, S. J., Investigation into the efficiency factor used in non-flexural member design. UNICIV Report No. R-320, School of Civil Engineering, The University of New South Wales, Australia, July, 1993.

Tabla 2.3 Resumen de valores para la pendiente de dispersión m y la cuantía de acero ρ_{min}

AUTORES	AÑO	PENDIENTE DE DISPERSIÓN m	CUANTÍA DE ACERO ρ_{min}
EHE	2008	$m = 2$	
Eurocódigo	2004	$m = \frac{4b}{b-a}$	
ACI	2008	$m = 2$	
J. Schlaich und Wescheide. [23]	1982	$m = 2$	
J. Schlaich et al. [9]	1991	$m = 2$	
Stephen J. Foster [15]	1998	$m = 2$ $m=5$ (ELU) (ELS)	$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_{sy}}$
Michael D. Brown and Oguzhan Bayrak [19]	2006	$m = \frac{2b_{ef}}{b_{ef} - b_{min}}$ En donde: $b_{ef} = l/3$ para $l/3 > b_{min}$ $b_{ef} = b_{min} + l/6$ para $l/3 \leq b_{min}$ l = longitudud de la biela	$\rho_{\perp} \geq \frac{\beta f'_c A_c}{f_y b l m}$ En donde: b = ancho de la biga l = canto de la biga
Chun et al.[22]	2007		$F_{\perp,corr} = \frac{A_V f_y l \cos^2 \theta}{S_V} + \frac{A_H f_y l \sin^2 \theta}{S_H}$
D. K. Sahoo, B. Singh, P. Bhargava [24,14]	2009	$m = \frac{P}{T'} = \frac{32}{15 \left(1 - \frac{b}{a}\right)}$ En donde: $\frac{b}{a}$ es el ratio de concentración	
Brown et al. [19] Braestrup et al. [21] Chun et al.[22]	2006/7		$\rho_{longitudinal} \sum \frac{A_{si}}{2b_s s_i} \sin 2\alpha_i$ $\rho_{transversal} \sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin^2 \alpha_i$
D. K. Sahoo, B. Singh, P. Bhargava [25]	2011		$\rho_{min} = 0.28 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$

2.2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

2.2.2.1 CAMPAÑAS EXPERIMENTALES RELEVANTES

Michael D. Brown, Cameron L. Sankovich, Oguzhan Bayrak, and James O. Jirsa, 2006 [12]

Especímenes

La investigación se centra en el ensayo de bielas aisladas en forma de botella, formalizadas como 26 placas de hormigón de dimensiones 914x914x152mm y variantes, distintos armados y áreas de carga.

Las variables serán la cantidad y localización de la armadura. Según el ACI STM en cuanto a la tensión admisible de las bielas, la cantidad de refuerzo en una biela se calcula en base a la dimensión de las barras, la separación entre ellas y el ángulo entre las barras y la dirección prevista de fisuración. Cada una de estas variables fue estudiada en éste ensayo.

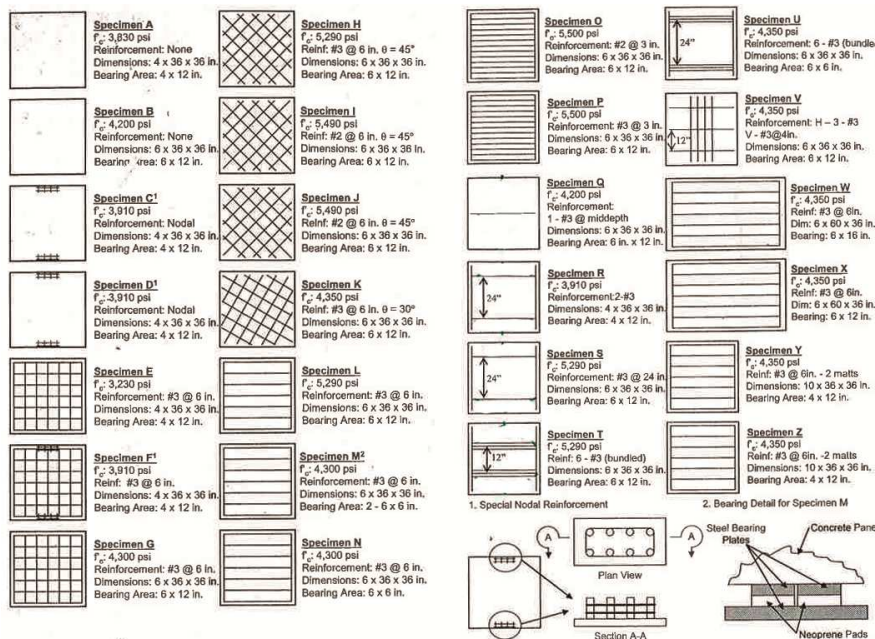


Fig. 5—Reinforcement layouts for isolated strut specimens (1 in. = 25.4 mm; 1000 psi = 6.9 MPa).

Figura 2.20 Esquema de armado para el ensayo de bielas aisladas [12]

Tabla 2.4 Resumen de propiedades de los especímenes

DIMENSIONES (mm)								HORMIGÓN	ARMADO						
PROBETA					PLACA DE APOYO				ACERO		GEOMETRÍA				
b (mm)	h (mm)	e (mm)	(b/h)	∅	a (mm)	b (mm)	(a/b)		fcd (Mpa)	fibra	fy (Mpa)	cant.	∅ (mm)	prof. (mm)	sep. (mm)
900	900	100	1.0	NO	100	300	0.30	25	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	25	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
900	900	100	1.0	NO	100	300	0.30	25	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
900	900	100	1.0	NO	100	300	0.30	25	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0052
900	900	100	1.0	NO	100	300	0.30	25	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0052
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	25	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	1.00	6	1	150	0.0013
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	30	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	30	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	150	1.0	NO	150	150	0.20	30	NO	NO	1.00	6	1	76	0.0025
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	1.00	10	1	76	0.0069
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	30	NO	NO	1.00	6	900	0	0.0002
900	900	100	1.0	NO	100	300	0.30	25	NO	NO	1.00	10	1	610	0.0013
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	1.00	10	1	610	0.0009
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	35	NO	NO	3.00	10	1	305	0.0017
900	900	150	1.0	NO	150	150	0.20	30	NO	NO	6.00	10	1	610	0.0009
900	900	150	1.0	NO	150	300	0.30	30	NO	NO	1.00	3	1	305	0.0002
1500	900	150	1.7	NO	150	400	0.30	30	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
1500	900	150	1.7	NO	150	300	0.20	30	NO	NO	1.00	10	1	150	0.0035
900	900	250	1.0	NO	250	300	0.30	30	NO	NO	2.00	10	1	150	0.0021

Ensayo

Se ensayan especímenes de proporción 1:1, cargados en ambos extremos, de modo que se cree una doble zona D. Según los autores, la tracción resultante en la parte central de la biela será el doble de la correspondiente a una región D producida por una sola carga concentrada.

Cada panel fue ensayado hasta rotura bajo carga con incremento constante. Durante el ensayo de las bielas aisladas, un sistema de adquisición de datos monitorizó y gravó los datos obtenidos a través de galgas extensométricas internas (en las barras de acero) y externas (en la superficie de hormigón), así como la carga aplicada.

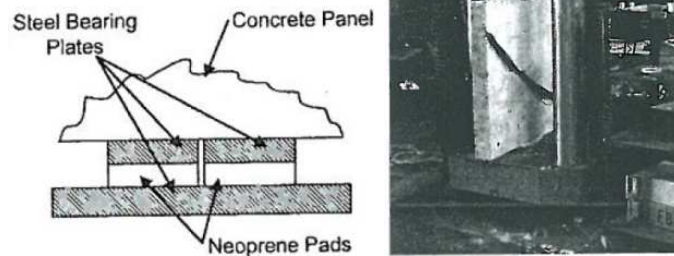


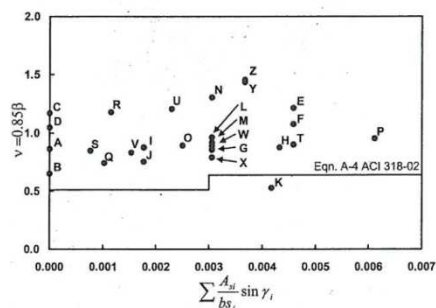
Figura 2.21 Esquema de ensayo[12]

Resultados

Specimen	Efficiency factor $\frac{v}{v^*}$	$\sum \frac{A_{H_i}}{b s_i} \sin \gamma_i$	ϵ_{μ} measured
A	0.86	0.0000	0.0022
B	0.65	0.0000	0.0014
C	1.17	0.0000	0.0021
D	1.05	0.0000	0.0020
E	1.21	0.0046	0.0022
F	1.07	0.0046	0.0020
G	0.85	0.0031	0.0013
H	0.88	0.0043	0.0017
I	0.88	0.0018	0.0017
J	0.75	0.0018	0.0016
K	0.53	0.0042	0.0014
L	0.96	0.0031	0.0018
M	0.91	0.0031	0.0014
N	1.31	0.0031	0.0012
O	0.89	0.0025	0.0016
P	0.95	0.0061	0.0015
Q	0.74	0.0010	0.0014
R	1.18	0.0011	0.0019
S	0.85	0.0008	0.0019
T	0.90	0.0046	0.0018
U	1.21	0.0023	0.0012
V	0.83	0.0015	0.0013
W	0.89	0.0031	0.0009
X	0.79	0.0031	0.0011
Y	1.43	0.0037	0.0009
Z	1.46	0.0037	0.0008

* $v = \frac{\text{Peak load}}{f'_c \times \text{Bearing area}} = 0.85\beta$

(b)



(a)

Figura 2.22 (a) resultados de especímenes de bielas aisladas; y (b) resultados comparados con el factor de eficiencia de la norma ACI [12]

Modo de fallo

1. Formación de una fisura vertical desde el centro de la pieza.
2. Propagación de la fisura vertical hacia los puntos de apoyo.
3. Cambio de dirección de la fisura en los aledaños de los puntos de apoyo
4. Fallo por spalling y aplastamiento del hormigón alrededor de los apoyos, pero no en el hormigón adyacente a la placa de apoyo.

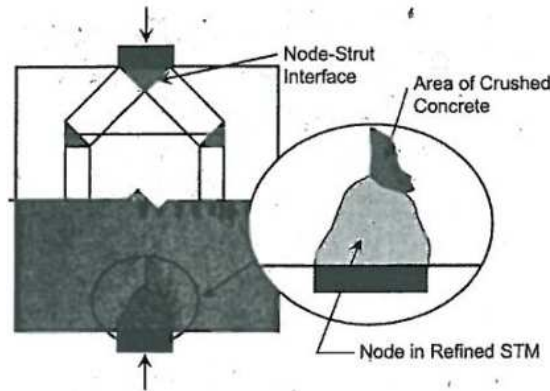


Figura 2.23 Modo de fallo típico en los ensayos de bielas aisladas[12]

D. K. Sahoo, R. K. Gautam, B. Singh and P. Bhargava, 2008 [13]

Especímenes

Se ensayan 12 paneles cuadrados de lado 600mm con un espesor de 100mm, de cuatro tipos: Hormigón en masa (PN) Hormigón armado (PR) Hormigón con fibras sin armar (FN) y Hormigón con fibras armado (FR).

Tabla 2.5 Resumen de propiedades de los especímenes

DIMENSIONES (mm)								HORMIGÓN	ARMADO							
PROBETA					PLACA DE APOYO				ACERO		GEOMETRÍA					
b	h	e		∅	a	b	(a/b)		fcd	fibra	fy	cant.	∅	prof.	sep.	p
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	29	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	28	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	34	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	29	NO	NO	5.00	10	600	120	0.0650	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	28	NO	NO	5.00	10	600	120	0.0650	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	34	NO	NO	5.00	10	600	120	0.0650	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	27	SI	?	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	39	SI	?	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	39	SI	?	0.00	0	1	0	0.0000	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	27	SI	?	5.00	10	600	120	0.0650	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	39	SI	?	5.00	10	600	120	0.0650	
600	600	100	1.0	NO	100	200	0.30	39	SI	?	5.00	10	600	120	0.0650	

Ensayo

Los especímenes fueron ensayados hasta el fallo bajo carga controlada por desplazamiento de incremento constante de 0.2mm por minuto. Las bases de carga tienen unas dimensiones de 200 x 100 x 50mm de espesor. La posición de las galgas se muestra en la figura a continuación.

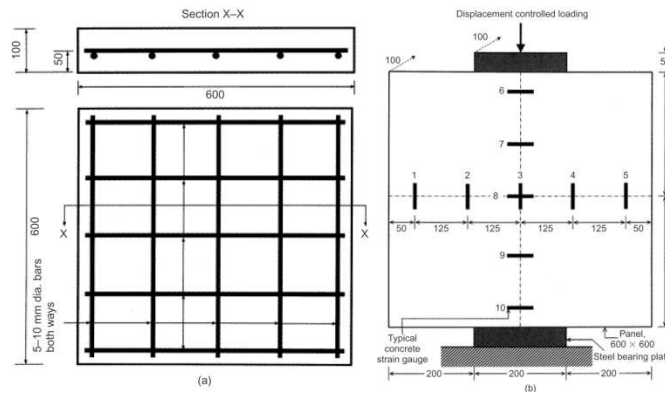


Figura 2.24 (a) Detalle de armado de los paneles ensayados (b) Disposición de las galgas para el ensayo. [13]

Resultados

Los resultados revelan claramente la influencia del refuerzo en el factor de eficacia de la biela. Las bielas armadas mediante barras de acero tuvieron factores de eficacia significativamente mayores a aquellos de las bielas no armadas. Sin embargo, en el caso del hormigón con fibras sin armadura no se observó ninguna mejora significativa en el factor de eficacia de la biela respecto al hormigón en masa.

Table 2. Results of isolated strut tests

Specimen	Cylinder compressive strength: MPa	Splitting tensile strength: MPa	Peak load: kN	Experimental strut efficiency factor, β_{se}	Strut efficiency factor (ACI 318-05), β_s	Toughness index (normalised), T_N	Ductility index, μ
1	2	3	4	5	6	7	8
PN-1	28.62	2.41	734.4	1.51	0.60	0.0045	0.088
PN-2	27.73	3.53	670.8	1.42	0.60	0.0029	0.248
PN-3	33.98	2.57	715.0	1.24	0.60	0.0025	0.245
PR-1	28.62	2.41	869.7	1.79	0.75	0.0070	0.272
PR-2	27.73	3.53	928.3	1.97	0.75	0.0063	0.295
PR-3	33.98	2.57	1114.0	1.93	0.75	0.0056	0.408
FN-1	27.46	2.57	757.6	1.62	0.60	0.0048	0.299
FN-2	38.58	4.06	917.2	1.40	0.60	0.0024	0.194
FN-3	39.11	3.55	608.9	1.32	0.60	0.0027	0.228
FR-1	27.46	2.57	978.6	2.10	0.75	0.0098	0.524
FR-2	38.58	4.06	1041.0	1.59	0.75	0.0058	0.528
FR-3	39.11	3.55	1141.2	1.72	0.75	0.0062	0.459

$$\beta_{se} = \frac{\text{Peak load (kN)} \times 10^3}{0.85 \times \text{Bearing area (sq. mm)} \times \text{cylinder compressive strength (MPa)}}$$

Figura 2.25 Resultados de las bielas ensayadas

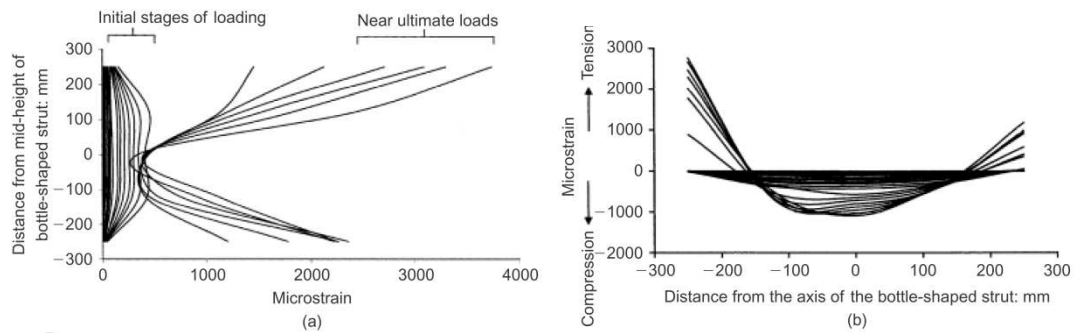


Figura 2.26 (a) Perfil de tensión de tracción a lo largo del eje de la biela en forma de botella en el panel FN-1; (b) Perfil de tensión normal al eje de la biela en forma de botella en el panel FN-1

Modo de fallo

1. Formación de una fisura vertical desde el centro de la pieza.
2. Propagación de la fisura vertical hacia los puntos de apoyo.
3. Cambio de dirección de la fisura en los aledaños de los puntos de apoyo (creación de una cuña)
4. Fallo por spalling y aplastamiento del hormigón alrededor de los apoyos, pero no en el hormigón adyacente a la placa de apoyo.

D. K. Sahoo, R. K. Gautam, B. Singh and P. Bhargava, 2011 [25]

Especímenes

Se han ensayado 19 paneles de hormigón de 300x600mm de 100mm de espesor con cuantías de armado variables entre 0 y 0.014. Las cargas se aplicaron a través de un par de placas de apoyo de acero de 50mm y del mismo espesor que la pieza situadas en la parte superior e inferior del espécimen. El armado transversal consiste en barras de diámetro 6mm equidistantes unas de otras situadas en el centro del espesor.

Tabla 2.6 Resumen de propiedades de los especímenes

DIMENSIONES (mm)								HORMIGÓN	ARMADO						
PROBETA					PLACA DE APOYO				ACERO		GEOMETRÍA				
B	H	e	(B/H)	∅	a	b	(a/b)		f_{cd}	fibra	f_y	cant.	∅	prof.	sep.
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	1.00	6	1	140	0.0020
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	1.00	6	1	70	0.0040
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	1.00	6	1	47	0.0060
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	1.00	6	1	35	0.0080
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	25	NO	NO	1.00	6	1	28	0.0100
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	1.00	6	1	140	0.0020
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	1.00	6	1	70	0.0040
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	1.00	6	1	47	0.0060
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	1.00	6	1	35	0.0080
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	60	NO	NO	1.00	6	1	28	0.0100
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	0.00	0	1	0	0.0000
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	140	0.0020
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	70	0.0040
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	47	0.0060
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	35	0.0080
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	28	0.0100
300	600	100	0.5	NO	100	100	0.30	82	NO	NO	1.00	6	1	20	0.0140

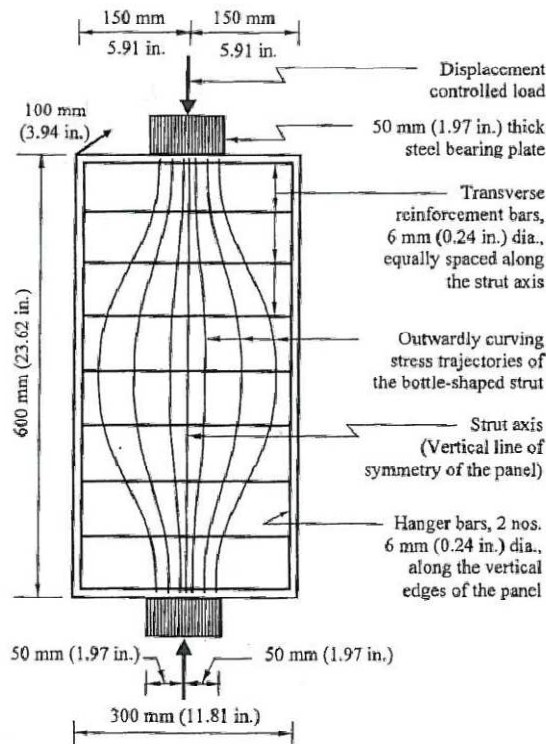


Figura 2.27 Detalle de una probeta tipo

Resultados

El perfil de tensión transversal obtenido en un panel a distintas etapas de carga indican que las tensiones bajo las placas de apoyo son de compresión hasta una distancia de 30mm aproximadamente de la superficie de hormigón y a partir de éste punto se convierten en tensiones de tracción. Dichas tensiones de tracción se incrementan hasta un valor máximo a una distancia de entre 125-150mm (aproximadamente la mitad del ancho del panel) desde la superficie cargada, posteriormente descendía hasta 0 a una distancia igual al ancho del panel, es decir, a media altura.

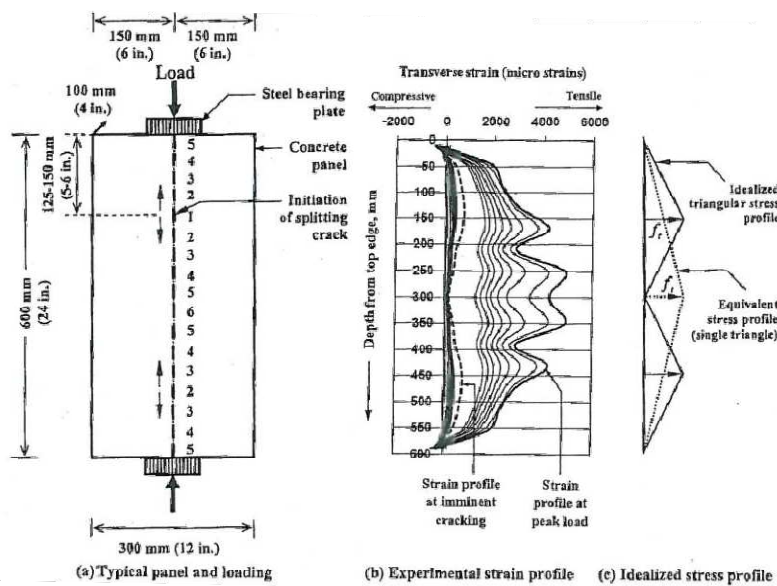


Figura 2.28 Deformación transversal experimental e idealizada en un panel tipo.

Tabla 2.7 Resultados de las bielas ensayadas

Specimen ID	Spacing of 6 mm diameter bars, mm	$\rho_T, \%$	f'_c, MPa	f_t, MPa	P_{cr}, kN	P_u, kN	$\epsilon_{u,max}$	Ductility, μ
N-0	—	0	25.4	2.68	324	333.9	—	0
N-0.2	140	0.002	25.4	2.68	338	357.6	0.0025	0
N-0.4	70	0.004	26.1	2.72	372	387.8	0.0030	0.64
N-0.6	47	0.006	26.1	2.72	358	416.3	0.0030	0.62
N-0.8	35	0.008	24.0	2.33	374	411.6	0.0022	0.43
N-1.0	28	0.010	24.0	2.33	314	386.2	0.0012	*
M-0	—	0	62.0	4.02	558	558.2	—	0
M-0.2	140	0.002	62.0	4.02	561	586.2	0.0007	0
M-0.4	70	0.004	56.0	3.70	575	724.6	0.0175	0.61
M-0.6	47	0.006	63.3	4.22	590	783.3	0.0120	0.63
M-0.8	35	0.008	57.8	x†	728	971.2	0.0065	*
M-1.0	28	0.010	57.8	x†	729	974.5	0.0064	0.58
H-0	—	0	85.7	5.86	662	662.0	—	0
H-0.2	140	0.002	85.7	5.86	692	847.5	0.0004	*
H-0.4	70	0.004	83.2	5.67	648	960.9	0.0211	0.68
H-0.6	47	0.006	83.2	5.67	709	947.1	0.0173	0.66
H-0.8	35	0.008	83.1	5.35	774	1169.8	0.0070	0.68
H-1.0	28	0.010	83.1	5.35	735	1031.5	0.0051	0.60
H-1.4	20	0.014	74.3	6.50	863	1228.1	0.0049	0.54

*Omitted as outliers.
 †"x" refers to absence of test data
 Notes: In Specimen ID, N, M, and H denote concrete grades of nominal compressive strengths equal to 25, 60, and 82 MPa, respectively; number in second placeholder denotes ρ_T (%); size of bearing plates is 100 x 100 mm; 1 mm = 0.039 in.; 1 MPa = 145 psi; and 1 kN = 0.225 kip.

Respuesta de los paneles en Tensión-Deformación

Los paneles de hormigón en masa no pudieron redistribuir las tensiones una vez abierta la fisura, así que las cargas correspondientes a la iniciación de la fisuración fueron las cargas últimas. En los paneles con refuerzo transversal, en cambio, sí que mostraron redistribución tras la carga de fisuración.

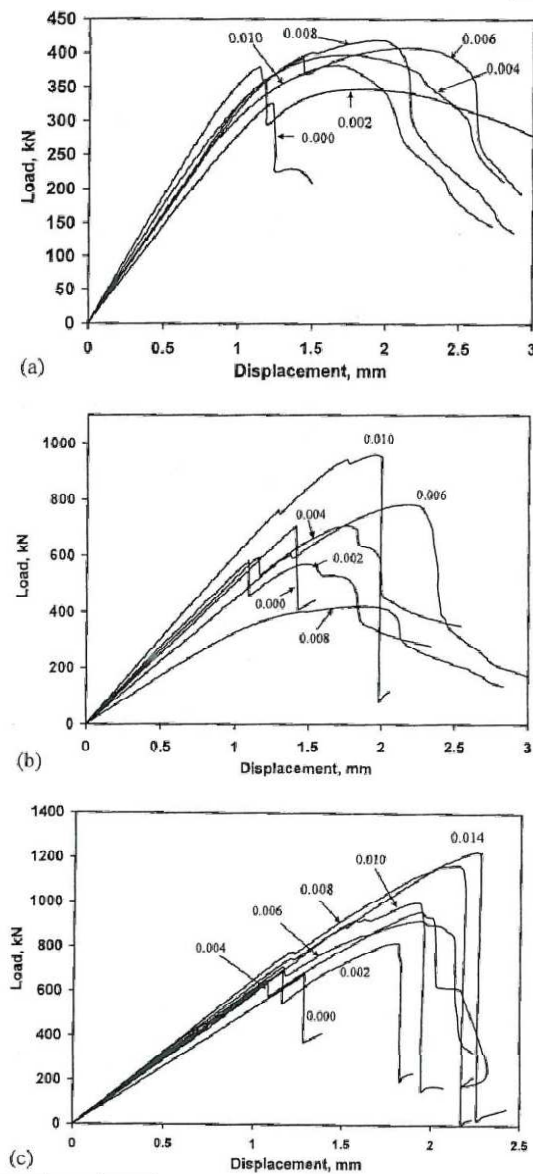


Figura 2.29 Gráficas Carga-Deformación en los paneles con (a) $f_c' = 25 \text{ MPa}$ (b) $f_c' = 60 \text{ MPa}$ (c) $f_c' = 82 \text{ MPa}$

2.2.2.2 ESTUDIO ESTADÍSTICO DE LOS ENSAYOS

Con el objetivo de determinar las características geométricas de nuestro modelo de ensayo más adecuado, se ha desarrollado un estudio estadístico en los datos extraídos de la bibliografía.

- Variables
- Factor de forma B/H
- Coeficiente de concentración de la placa de apoyo b/B
- Comportamiento bidimensional vs. tridimensional
- Resistencia del hormigón

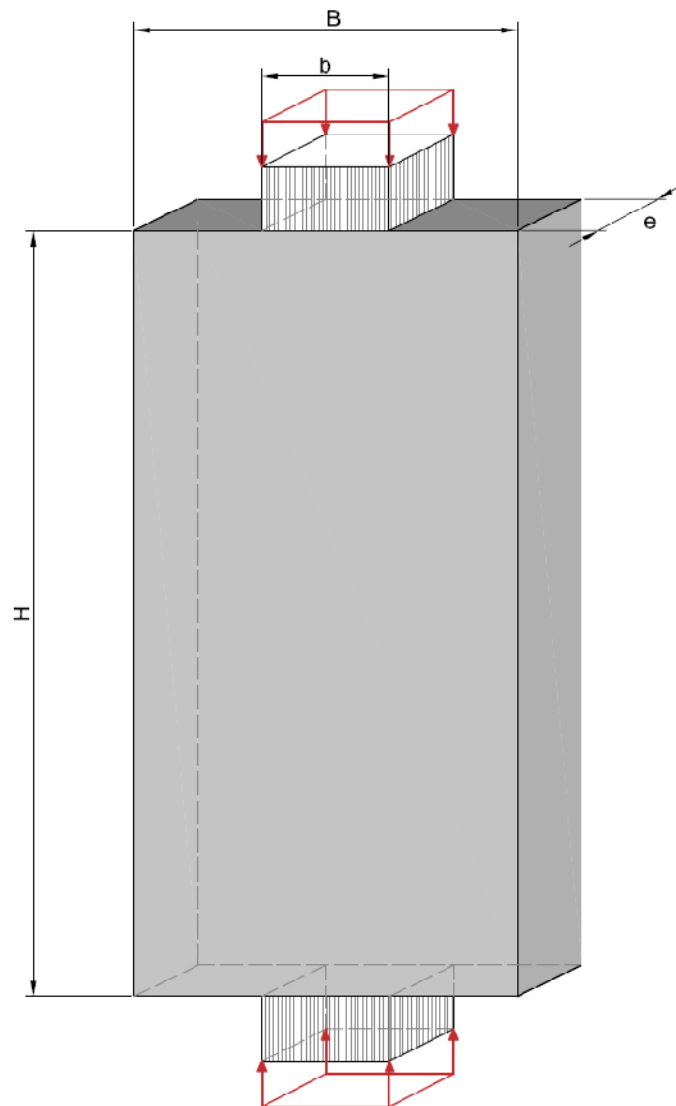
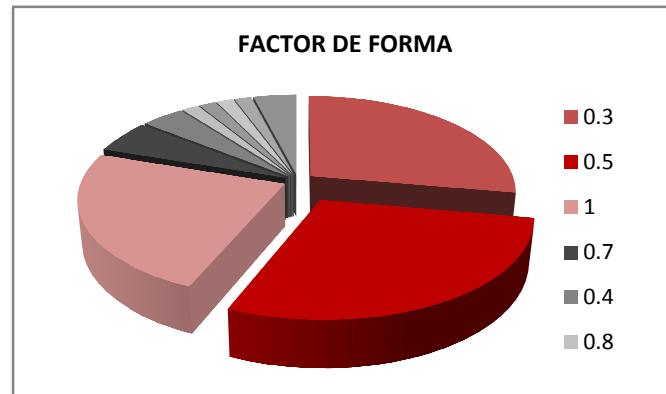


Figura 2.30 Variables geométricas del espécimen

Factor de forma

Las piezas analizadas en la bibliografía tienen habitualmente un factor de forma B/H comprendido entre 0.3 y 1.



2.1 Estudio estadístico del factor de forma en la bibliografía

Aunque el factor de forma 1 fue usado extensivamente por D.K. Sahoo et al. , se ha demostrado su inexactitud en los resultados, dado que al aplicar el principio de St. Venant, las regiones de D correspondientes a la placa de carga y a la superficie de apoyo, quedan superpuestas.

Siguiendo éste criterio, un factor de forma $B/H=0.5$, correspondería a dos regiones D perfectamente descritas. Del mismo modo, un factor de forma menor supondría la inclusión de una zona B en la pieza.

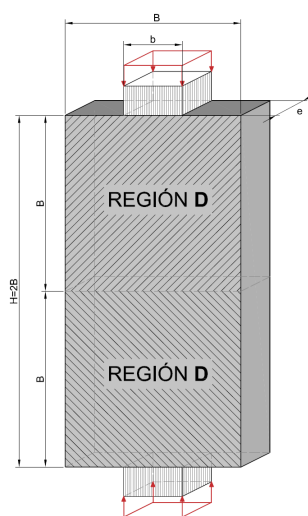


Figura 2.31 Regiones D en espécimen con factor de forma $B/H=0.5$

Resulta apropiado a lo largo de la investigación el uso de los factores de forma $B/H=0.5$ y $B/H=0.3$.

Coeficiente de concentración

El coeficiente de concentración de la placa de carga respecto del ancho total de la pieza es en la gran mayoría de los casos es igual a $b/B=1/3$.



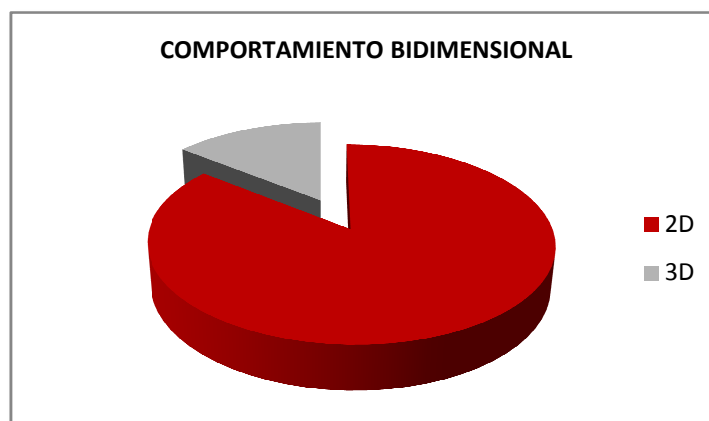
2.2 Estudio estadístico del coeficiente de concentración en la bibliografía

Comportamiento bidimensional vs. comportamiento tridimensional

Aunque el comportamiento de las cargas concentradas sobre macizos tiene habitualmente un comportamiento tridimensional (caso de cabezas de anclaje de armaduras pretensadas y cabeza de pilas de puentes), los estudios en laboratorio se han orientado al comportamiento bidimensional de las bielas en forma de cuello de botella, considerando, por extensión, un comportamiento equivalente en la dirección ortogonal.

Para asegurar un comportamiento bidimensional del espécimen, la placa de apoyo deberá ocupar el total del espesor de la pieza, debiendo ser siempre:

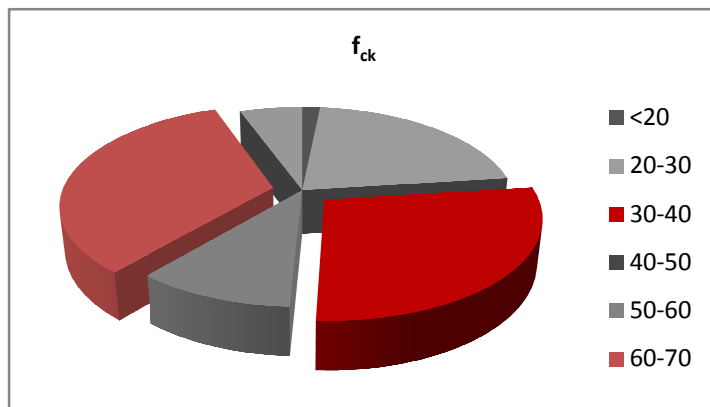
$$e=b$$



2.3 Comportamiento 2D vs. 3D de las probetas estudiadas en la bibliografía

Resistencia del hormigón

Entre la bibliografía se encuentran numerosos estudios realizados con hormigones convencionales, con una resistencia característica $f_{ck}=[30-40]$, así como con hormigones de alta resistencia $f_{ck}=[60-70]$. Es objetivo del presente trabajo el análisis del comportamiento tanto de hormigones convencionales como de alta resistencia.



2.4 Resistencia característica del hormigón

2.2.3 CONCLUSIONES Y PROPUESTA PARA EL ESTUDIO NUMÉRICO

La probeta a estudiar en los siguientes capítulos deberá tener unas características tales:

- Factor de forma

$$B/H = [0.3-0.5]$$

- Coeficiente de concentración de la placa de apoyo

$$b/B = [1/3]$$

- Comportamiento bidimensional, dejando como propuesta para una futura línea de investigación el estudio del comportamiento tridimensional de la pieza
- Resistencia del hormigón

$$f_{ck}=[30-70]$$

Considerando dichos factores, se opta por modelizar las probetas correspondientes a la campaña experimental llevada a cabo por Sahoo et al en 2011 [25].

Las características geométricas de las probetas a modelizar son las siguientes:

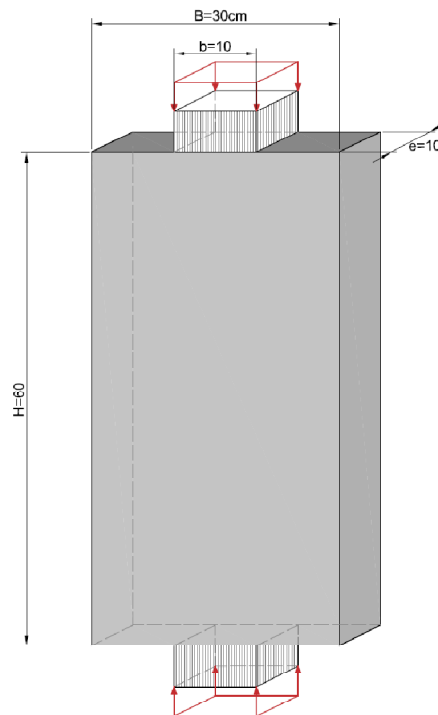


Figura 2.32 Especimen tipo

CAPÍTULO 3. ESTUDIO NUMÉRICO CON STRAUS7

3.1 INTRODUCCIÓN

3.1.1 Objetivos generales del modelo

- Estudio numérico del comportamiento bidimensional de una biela en forma de botella en el hormigón
- Estudio numérico de distintas calidades de Hormigón: HA-25; HA-60; HA-82
- Estudio numérico de distintas cuantías y distribuciones de armaduras.
- Calibrado de las piezas de acuerdo con Sahoo et al. [25]
- Análisis de resultados
- Estudio paramétrico de los modelos

3.1.2 Descripción del ensayo experimental

Como ya se ha descrito en el capítulo 2.3.3, la campaña experimental que se simulará numéricamente con Straus7 es aquella realizada por Sahoo et al. En 2011 [25].

En dicha referencia se han ensayado 19 paneles de hormigón de 300x600mm de 100mm de espesor con cuantías de armado variables entre 0 y 0.014.

Se han excluido del estudio numérico las probetas con cuantías 0.006, 0.01 y 0.014, además de los ensayos omitidos por considerarse sus valores atípicos.

Un total de 10 probetas se han simulado mediante el modelo numérico.

Geometría

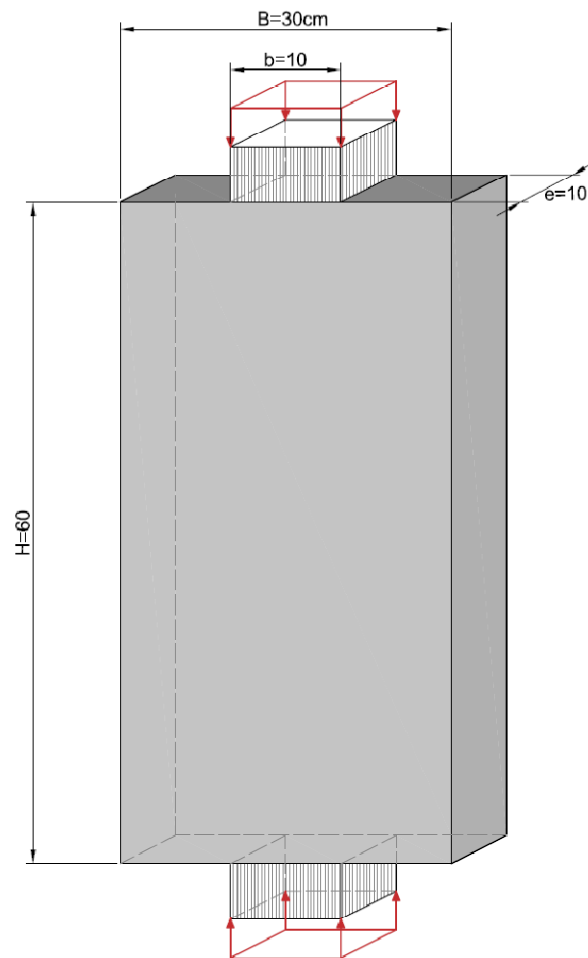


Figura 3.1 Espécimen tipo

Hormigón

- N (Normal \rightarrow 25MPa)
- M (Medio \rightarrow 60MPa)
- H (Alta resistencia (High) \rightarrow 82 MPa)

Cuantía de acero $f_y = 423MPa$

- 0%
- 0.2%
- 0.4%
- 0.8%

El armado transversal consiste en barras de diámetro 6mm equidistantes unas de otras situadas en el centro del espesor.

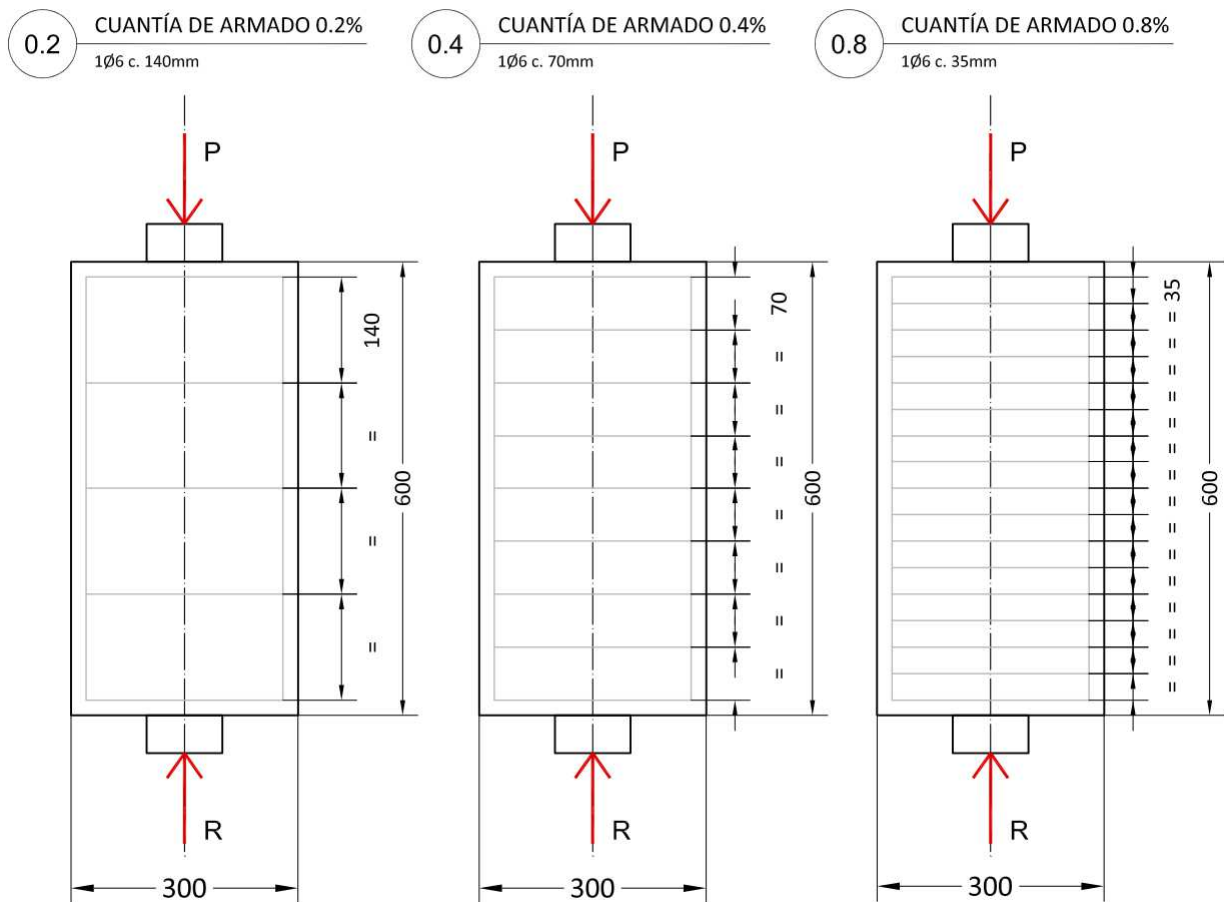


Figura 3.2 Detalle de armado para cuantías 0.2%, 0.4% y 0.8%

Descripción del ensayo

Se utiliza una máquina de ensayo servocontrolada de circuito cerrado (UTM). Los paneles fueron ensayados hasta el fallo a través de la aplicación de una carga axial de compresión, a una velocidad de 2mm/min. Las cargas se aplicaron a través de un par de placas de apoyo de acero de 50mm y del mismo espesor que la pieza; situadas en la parte superior e inferior del espécimen.

Resultados

El perfil de tensión transversal obtenido en un panel a distintas etapas de carga indican que las tensiones bajo las placas de apoyo son de compresión hasta una distancia de 30mm

aproximadamente de la superficie de hormigón y a partir de éste punto se convierten en tensiones de tracción. Dichas tensiones de tracción incrementan hasta un valor máximo a una distancia de entre 125-150mm (aproximadamente la mitad del ancho del panel) desde la superficie cargada, posteriormente descendía hasta 0 a una distancia igual al ancho del panel, es decir, a media altura.

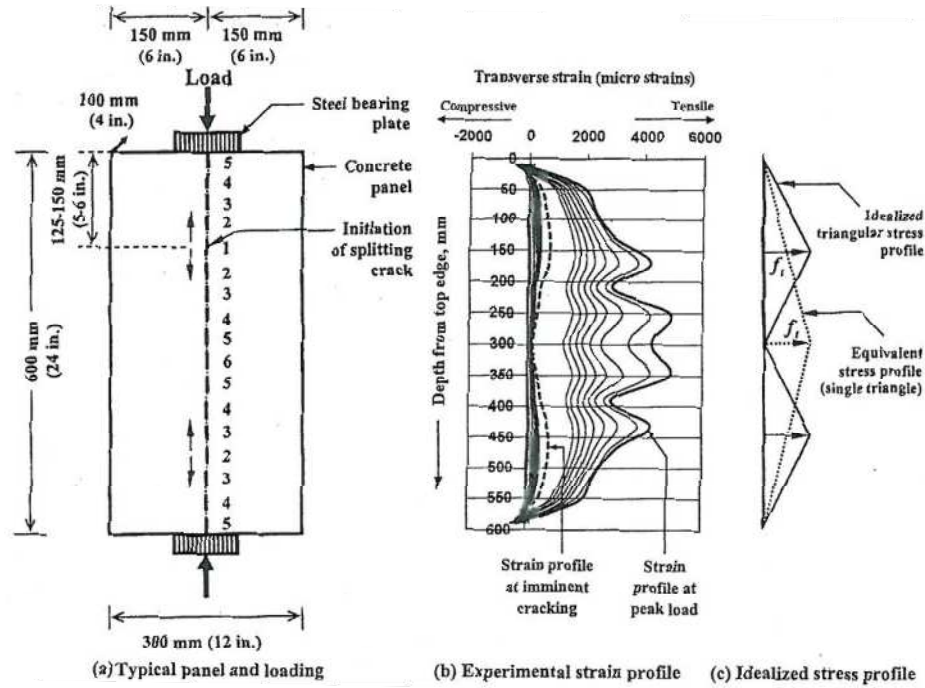


Figura 3.3 Deformación transversal experimental e idealizada en un panel tipo. Sahoo et al. [25]

Tabla 3.1 Resultados de las bielas ensayadas. Sahoo et al. [25]

Specimen ID	Spacing of 6 mm diameter bars, mm	$\rho_T, \%$	f'_c, MPa	f_t, MPa	P_{cr}, kN	P_u, kN	$\epsilon_{u, max}$	Ductility, μ
N-0	—	0	25.4	2.68	324	333.9	—	0
N-0.2	140	0.002	25.4	2.68	338	357.6	0.0025	0
N-0.4	70	0.004	26.1	2.72	372	387.8	0.0030	0.64
N-0.6	47	0.006	26.1	2.72	358	416.3	0.0030	0.62
N-0.8	35	0.008	24.0	2.33	374	411.6	0.0022	0.43
N-1.0	28	0.010	24.0	2.33	314	386.2	0.0012	*
M-0	—	0	62.0	4.02	558	558.2	—	0
M-0.2	140	0.002	62.0	4.02	561	586.2	0.0007	0
M-0.4	70	0.004	56.0	3.70	575	724.6	0.0175	0.61
M-0.6	47	0.006	63.3	4.22	590	783.3	0.0120	0.63
M-0.8	35	0.008	57.8	x [†]	728	971.2	0.0065	*
M-1.0	28	0.010	57.8	x [†]	729	974.5	0.0064	0.58
H-0	—	0	85.7	5.86	662	662.0	—	0
H-0.2	140	0.002	85.7	5.86	692	847.5	0.0004	*
H-0.4	70	0.004	83.2	5.67	648	960.9	0.0211	0.68
H-0.6	47	0.006	83.2	5.67	709	947.1	0.0173	0.66
H-0.8	35	0.008	83.1	5.35	774	1169.8	0.0070	0.68
H-1.0	28	0.010	83.1	5.35	735	1031.5	0.0051	0.60
H-1.4	20	0.014	74.3	6.50	863	1228.1	0.0049	0.54

*Omitted as outliers.

[†]"x" refers to absence of test data

Notes: In Specimen ID, N, M, and H denote concrete grades of nominal compressive strengths equal to 25, 60, and 82 MPa, respectively; number in second placeholder denotes $\rho_T (\%)$; size of bearing plates is 100 x 100 mm; 1 mm = 0.039 in.; 1 MPa = 145 psi; and 1 kN = 0.225 kip.

Respuesta de los paneles en Carga-Desplazamiento

Los paneles de hormigón en masa no pudieron redistribuir las tensiones una vez abierta la fisura, así que las cargas correspondientes a la iniciación de la fisuración fueron las cargas últimas. En los paneles con refuerzo transversal, en cambio, sí que mostraron redistribución tras la carga de fisuración.

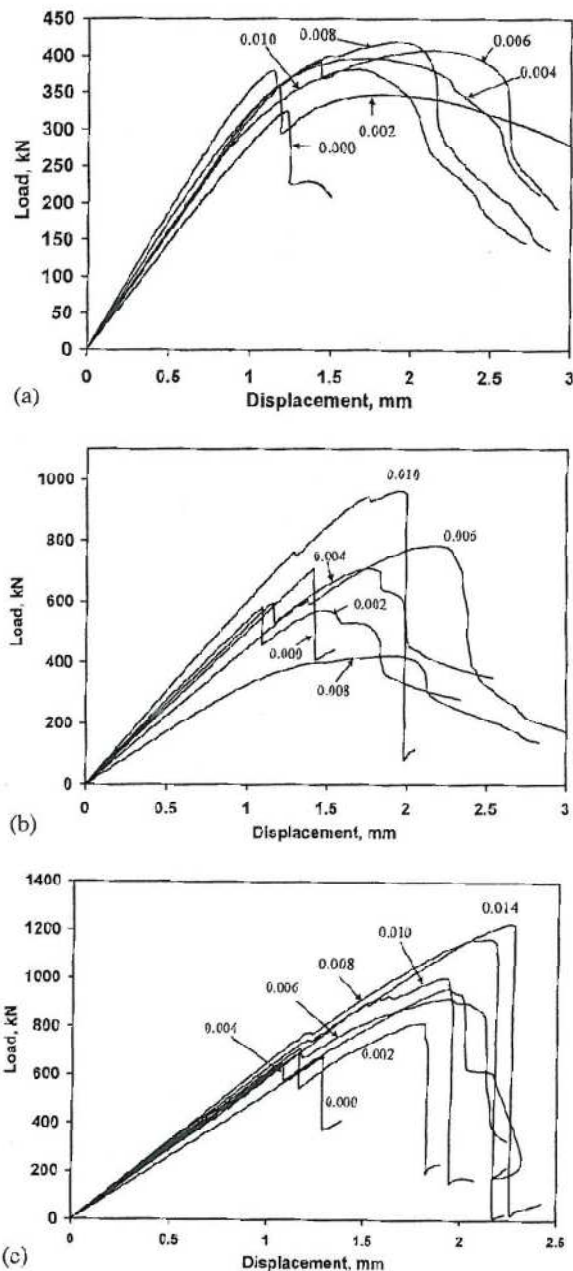


Figura 3.4 Gráficas Carga-Deformación en los paneles con (a) $f_c' = 25 \text{ MPa}$ (b) $f_c' = 60 \text{ MPa}$ (c) $f_c' = 82 \text{ MPa}$. Sahoo et al [25]

3.2 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL MODELO NUMÉRICO

3.2.1 Introducción

La definición geométrica del modelo trata dos temas principales

- Tamaño del elemento
- Simplificación por simetría

3.2.2 Tamaño del elemento

En el siguiente apartado se calcularán diversos modelos en régimen elástico para comparar resultados. Cuando la diferencia entre resultados esté por debajo de un mínimo razonable, se aceptará el tamaño de elemento como válido.

3.2.2.1 Determinación del tamaño óptimo del elemento

Los modelos se compararán acorde a los siguientes parámetros:

- Desplazamiento vertical DY en el nodo P_1 . Pues se encuentra siempre en la misma posición en todos los modelos, además, sus desplazamientos verticales no son despreciables.
- Reacción R_T en la placa de carga para un desplazamiento impuesto de 0.25mm.

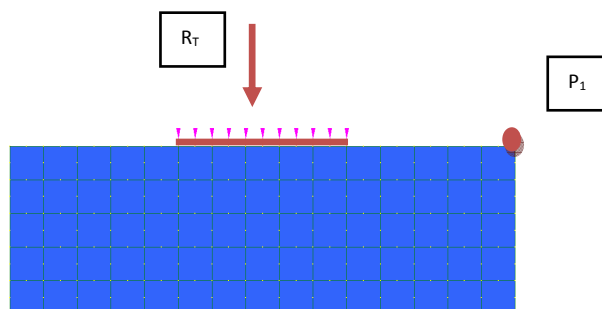


Figura 3.5 Aplicación de la carga

Tabla 3.2 Resumen de modelos para la comparación

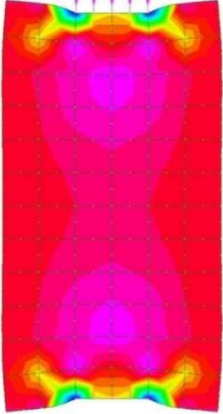
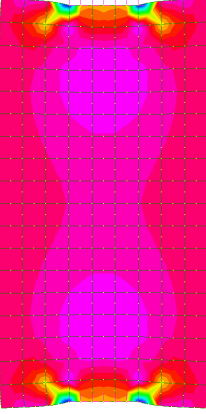
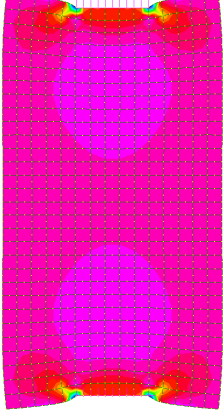
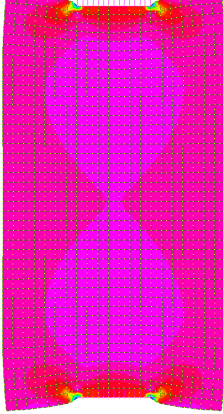
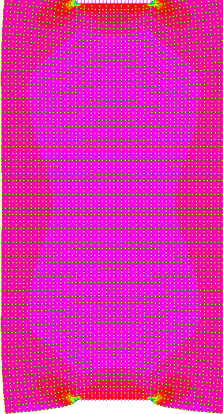
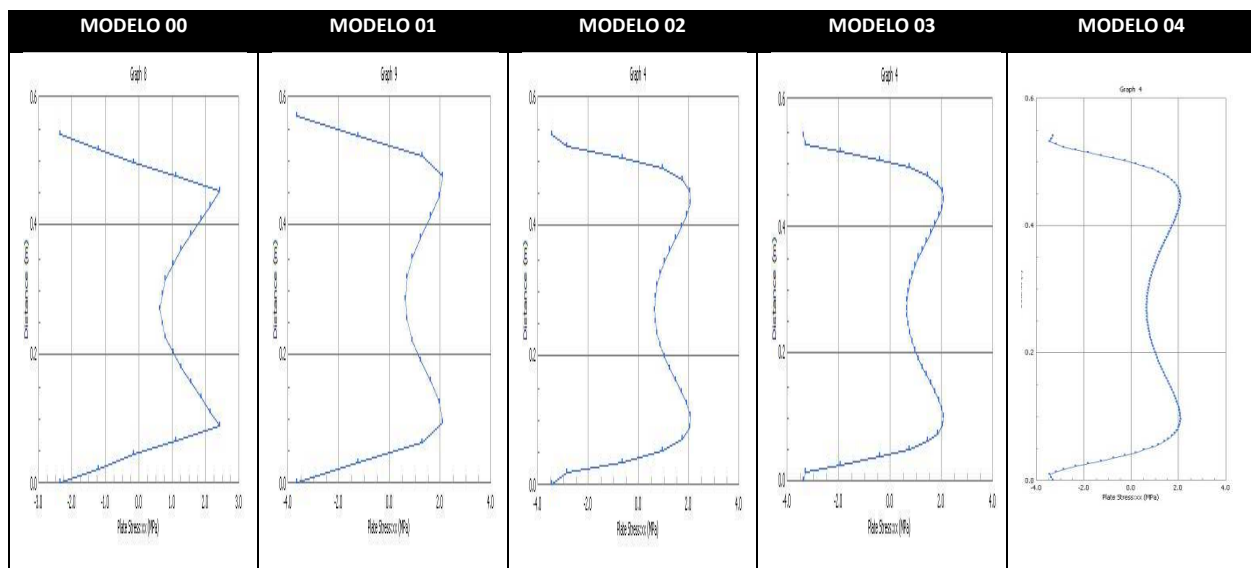
MODELO 00	MODELO 01	MODELO 02	MODELO 03	MODELO 04
				
<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño de elemento: 50mm - Desplazamiento forzado: 0,25mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño de elemento: 33.3mm - Desplazamiento forzado: 0,25mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño de elemento: 20mm - Desplazamiento forzado: 0,25mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño de elemento: 14.3mm - Desplazamiento forzado: 0,25mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño de elemento: 10mm - Desplazamiento forzado: 0,25mm

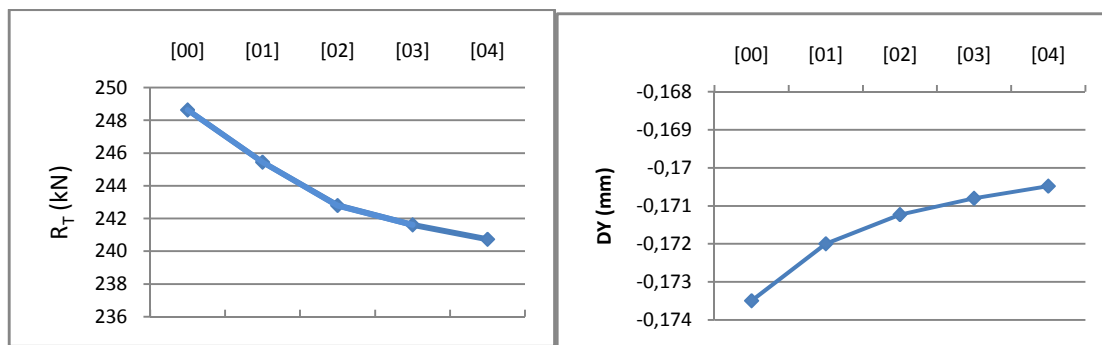
Tabla 3.3 Tensión xx en el eje central



3.2.2.2 Resumen de resultados

Tabla 3.4 Análisis estático y lineal - Resumen de resultados

Análisis estático y lineal								
MODELO	DISCRETIZACION	TAMANO DE ELEMENTO	R_T	Salto R_T		DY_1	Salto DY_1	
		(m)	(kN)	(kN)	%	(mm)	(mm)	%
[00]	6 x 12	0.05	248.64	-	-	-0.1735	-	-
[01]	9 x 18	0.0333	245.45	3.19	1.29965	-0.172	-0.0015	0.87209
[02]	15 x 30	0.02	242.79	2.66	1.0956	-0.17123	-0.0008	0.44969
[03]	21 x 42	0.01425	241.61	1.18	0.48839	-0.1708	-0.0004	0.25176
[04]	30 x 60	0.01	240.715	0.895	0.37181	-0.17049	-0.0003	0.18183



Gráfica 3.1 Reacción total R_T en los modelos del 00 al 04 Gráfica 3.2 Desplazamiento en P1 en los modelos del 00 al 04

3.2.2.3 Conclusiones

Se optará por un tamaño de elemento de 10mm. Se ha comprobado que la diferencia en el tiempo de cálculo computacional es despreciable, incluso para un cálculo estático no lineal.

Además, se asegura una buena discretización entre las barras de acero; sobre todo en el caso de la cuantía del 0,8%, en la cuales se observó que las discretizaciones mayores no permitían captar las deformaciones entre barras adecuadamente.

3.2.3 SIMPLIFICACIÓN POR DOBLE SIMETRÍA

A partir de las gráficas anteriores se puede observar la doble simetría en el comportamiento de la pieza. La simplificación del modelo a un cuarto de su tamaño real llevará a una mejora considerable en la eficiencia del cálculo, reduciendo el tiempo necesario a menos de la mitad.

Para ello, se considerará:

1. Condiciones de contorno en eje vertical: Restricción del movimiento en el eje X; libertad de movimiento en eje Y
2. Condiciones de contorno en eje horizontal: Restricción del movimiento en eje Y; libertad de movimiento en eje X
3. Resultados:

Con la simplificación, se considera un desplazamiento vertical nulo en el eje horizontal de la pieza, con lo que el desplazamiento aplicado en la placa de carga ocurriría de manera simétrica en la base de la pieza.

Asimismo, la reacción en la placa de carga omitida sería también simétrica a la resultante en el modelo calculado.

Por tanto: El desplazamiento y la reacción obtenidos en el modelo simplificado se multiplicarán por un factor $\gamma_{sim}=2$ para obtener los resultados del modelo real.

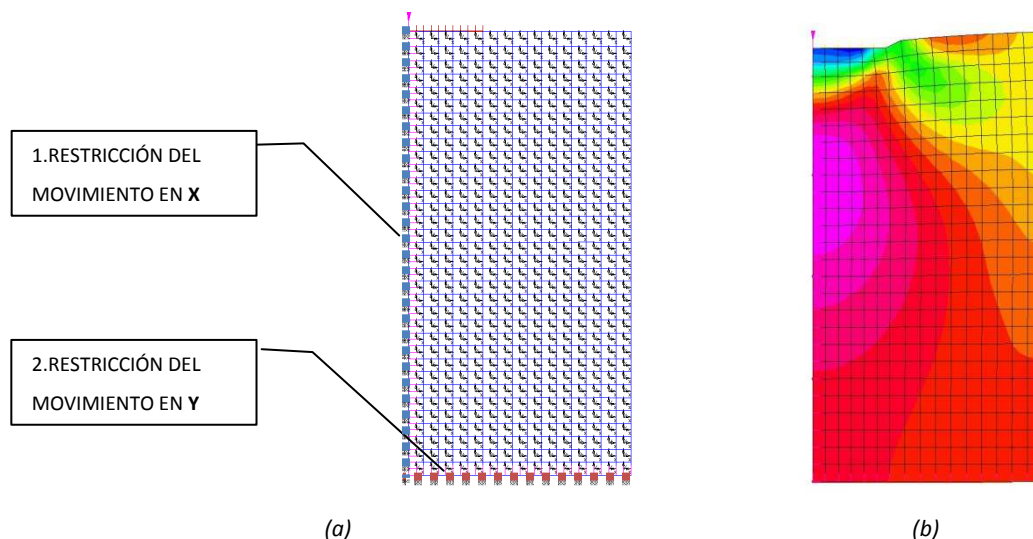


Figura 3.6 (a)Cuarto de elemento: simplificación debido a doble simetría (b) Distribución de tensiones en pieza simplificada debido a doble simetría

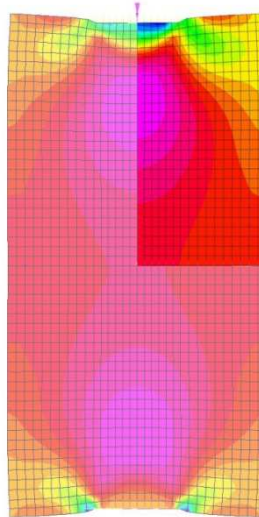


Figura 3.7 Superposición de resultados de un modelo completo y modelo simplificado en las mismas condiciones de carga.

3.3 CONDICIONES DE CONTORNO

La relación del modelo con el entorno se basa en la restricción del movimiento de la pieza en el espacio y en la aplicación las cargas. Las condiciones de contorno deben respetar aquellas aplicadas en el ensayo en laboratorio.

3.3.1 Restricción del movimiento

Como ya se ha especificado en el apartado anterior, la restricción del movimiento será aquella restricción que se ha impuesto al implementar la doble simetría. Ver capítulo 3.2.3.

3.3.2 Aplicación de la carga

En el ensayo en laboratorio [25] la carga se aplica a través de dos placas de apoyo de acero macizo de 50mm de espesor, cubriendo el total del espesor del panel y colocadas en la parte superior e inferior simétricamente.

Se considera una rigidez infinita de las placas de acero.

3.3.2.1 Modelización en Straus7

En Straus7, la carga puede aplicarse por:

- Aplicación de fuerzas puntuales equivalentes en los nodos pertenecientes a la placa de carga
- Aplicación de una carga distribuida sobre los bordes de los elementos placa pertenecientes a la placa de apoyo
- Desplazamiento forzado de los nodos pertenecientes a la placa de apoyo

Considerando las placas de apoyo infinitamente rígidas, y que las placas permanecen en contacto constante con el hormigón en toda su superficie, la carga se aplicará a través de un desplazamiento forzado de los nodos.

Link Master-Slave en Straus7 [26,27]

Se utilizarán los elementos conectores *Master-Slave* de Straus7. Esto permite aplicar el desplazamiento en un único nodo, y que el resto de nodos conectados (*Slave*) se desplacen de manera idéntica durante todo el proceso.

Además de una ligera ventaja computacional, esto facilitará la obtención de gráficas de resultados durante el posproceso, pues la reacción total del nodo *Máster*, será igual al sumatorio de las reacciones de los nodos *Slave*.

3.4 ELEMENTOS UTILIZADOS PARA LA MODELIZACIÓN

A continuación se describen brevemente los elementos finitos empleados en la modelización del hormigón y la armadura.

3.4.1 Elementos utilizados para la modelización del hormigón

Elementos cuadriláteros de ocho nodos

Con ellos obtendremos información en un mayor número de nodos, sin la necesidad de emplear una malla con tantos elementos como en el caso de los elementos cuadriláteros de cuatro nodos.

Elementos para el cálculo en tensión plana en Straus7 (Plain Stress Analysis) [26,27]

Un cálculo en régimen de tensión plana asume un comportamiento bidimensional de membrana, ya que éste elemento sólo reconoce cargas en el plano. Los únicos grados de libertad activos son aquellos asociados con los desplazamientos en el plano XY.

3.4.2 Elementos utilizados para la modelización de la armadura

Elementos barra de dos nodos

Elemento unidimensional de dos nodos. Los nodos deberán ser compartidos con los nodos de los elementos planos que corresponden a la malla del hormigón.

Elementos "Cercha" en Straus7 (Truss Element)

Un elemento *Trusses* un elemento lineal que sólo tiene rigidez frente a esfuerzos de tensión o compresión en la dirección de su eje. El elemento tiene tres grados de libertad translacional en cada uno de los dos nodos.

3.5 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES

3.5.1 Hormigón

3.5.1.1 Material isótropo

En un material isótropo, su rigidez es independiente de la orientación del material y la dirección de la aplicación de la carga. En Straus7, un material isótropo viene determinado por los siguientes parámetros:

- Módulo de Young (E)
- Módulo de cizalladura (G)
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Coeficiente de expansión térmica (α)

El módulo de Young, el módulo de cizalladura y el coeficiente de Poisson, se relacionan de manera:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

3.5.1.2 Ecuación constitutiva del hormigón

Como bien recomienda la comisión ACHE [3], para la modelización de hormigón fisurado, se puede aplicar la teoría modificada del campo de compresiones de *M.P. Collins*.

Según la *Modified Compressed Field Theory* de F.J. Vecchio y M.P. Collins [18] (MCFT en adelante):

Rama de compresión

$$f_{c2} = f_{c2max} \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right]$$

Donde:

$$\frac{f_{c2max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon'_c} \leq 1.0$$

Rama de tracción

- Propuesta por Vecchio y Collins:

$$f_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad \text{para } \varepsilon_1 < \varepsilon_{cr}$$

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad \text{para } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$$

En donde:

$$E_c = \frac{2f_c}{\varepsilon'_c}$$

3.5.1.3 Efecto en la resistencia a compresión debido a la tensión transversal

El modelo constitutivo del MCFT prevé una reducción de la máxima tensión a compresión del hormigón cuando éste está sometido a un estado tensional biaxial.

Ésta reducción es función directa de la tensión en la dirección transversal: (Figura 3.8)

$$\frac{f_{c2max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1/\varepsilon'_c} \leq 1.0$$

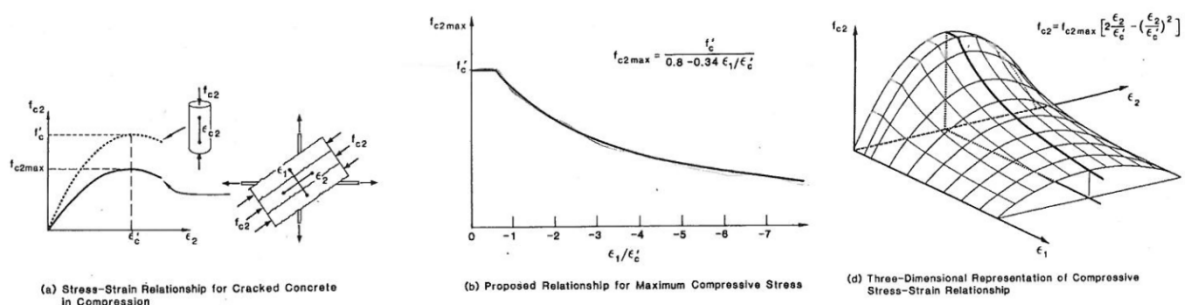


Figura 3.8 Gráficas de tensión-deformación para hormigón fisurado [18]

Sin embargo, no es posible en Straus7 implementar una variación de la gráfica de tensión-deformación dependiendo de la tensión o deformación transversal.

Se deberá asumir una aproximación en nuestros modelos para poder implementar el efecto de la tensión transversal en la resistencia a compresión del hormigón.

Siendo la relación $\frac{f_{c2max}}{f'_c}$ el valor que toma en consideración dicha reducción, asumiremos un valor fijo para éste coeficiente, tomando en consideración los valores de deformación transversal observados en los cálculos previos.

Se ha observado que la deformación en la dirección principal 11, una vez la pieza ya está fisurada, varía entre:

$0.001 < \varepsilon_{1,N} < 0.003$ para hormigón Normal ($f_c=25\text{MPa}$)

$0.002 < \varepsilon_{1,M} < 0.006$ para hormigón Medium ($f_c=60\text{MPa}$)

$0.002 < \varepsilon_{1,H} < 0.006$ para hormigón High ($f_c=82\text{MPa}$)

Si consideramos un valor medio para cada uno de los hormigones:

$$\varepsilon_{1,N} = 0.002 \quad \text{para } f_c=25\text{MPa} \rightarrow \gamma_N = \frac{f_{c2max}}{f'_{c,N}} \cong 0.85$$

$$\varepsilon_{1,M} = 0.004 \quad \text{para } f_c=60\text{MPa} \rightarrow \gamma_M = \frac{f_{c2max}}{f'_{c,M}} \cong 0.65$$

$$\varepsilon_{1,H} = 0.004 \quad \text{para } f_c=82\text{MPa} \rightarrow \gamma_H = \frac{f_{c2max}}{f'_{c,H}} \cong 0.65$$

3.5.1.4 Criterio de rotura

Si se desea implementar una gráfica tensión-deformación definida por el usuario, no es posible en Straus7 la implementación de un criterio de rotura típico de un comportamiento plástico (tal como *Mohr Cuolomb* y *Drucker Prager*). Por éste motivo, se implementa un criterio de rotura de la máxima componente de tensión normal (*Max Stress*).

Con el criterio de máxima tensión se introduce al modelo del material un comportamiento diferencial bajo tracción y compresión. Por ésta razón, es necesario determinar una gráfica de tensión-deformación definida por el usuario para poder determinar los límites positivos y negativos en la tensión.

Sin embargo, este criterio no es suficiente para la el análisis en rotura de la biela en cuello de botella, pues no se tiene en cuenta el efecto del confinamiento bajo la placa de carga.

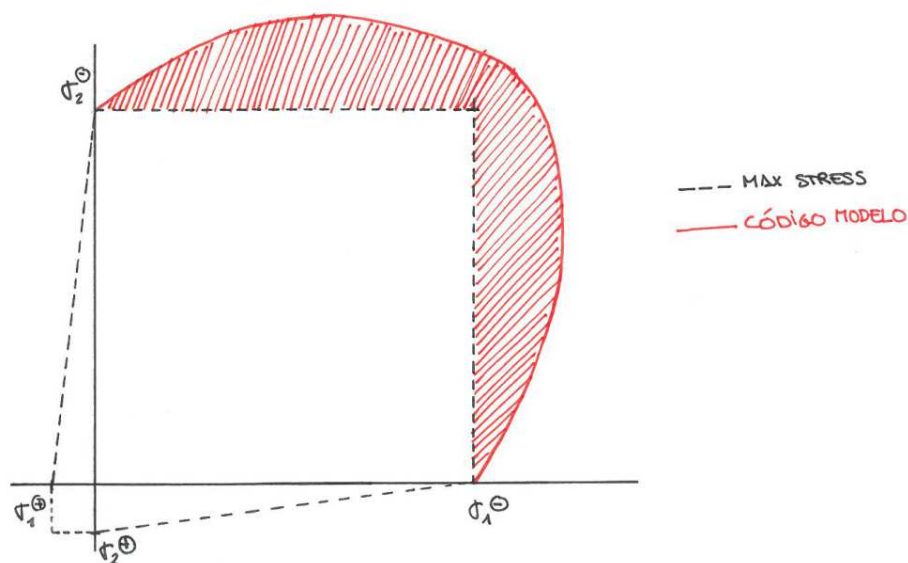


Figura 3.9 Idealización de los criterios de rotura de Máxima Componente de Tensión Normal y Criterio de Ottosen.

Si comparamos la idealización de las gráficas del criterio de rotura *Max. Stress* y el criterio de Ottosen, propuesto por el Código Modelo 2010 [29], podemos ver el incremento de la tensión admisible en la dirección principal debido al efecto del confinamiento en la dirección secundaria. Existe un amplio rango (área coloreada) en el que el hormigón puede soportar una tensión mayor a su resistencia media uniaxial (f_{cm}).

Como ya se ha puntualizado, éste efecto no puede ser automáticamente implementado en el modelo en Straus7, por ello, se substituye el hormigón sometido al efecto del confinamiento por un hormigón de mayor resistencia.

El incremento de la resistencia en el área confinada se calcula según la formulación propuesta por el Código Modelo 2010:

“El valor medio de la resistencia bajo estados multiaxiales de tensión puede estimarse por el criterio de fallo dado en la ecuación siguiente

$$\alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 = 0$$

En donde:

$$\lambda = c_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \cos^{-1}(c_2 \cdot \cos 3\theta) \right]$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$

Los invariantes del tensor de tensiones (I_1) y los desviadores de tensión (J_2) y (J_3) se pueden calcular como sigue:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m) \cdot (\sigma_2 - \sigma_m) \cdot (\sigma_3 - \sigma_m)$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

Los coeficientes α , β , c_1 y c_2 son parámetros del material que dependen de la resistencia a compresión uniaxial del material f_{cm} . [...] Para determinar los coeficientes, los parámetros siguientes deben ser calculados.

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} f_{2c} = \frac{f_{2cm}}{f_{cm}} x = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}} y = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}} h = -\frac{\sqrt{2} \cdot x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}}$$

$$\alpha = \frac{h \cdot \beta - \sqrt{2}}{y} \quad \beta = \frac{\sqrt{2} - \frac{3 \cdot y}{k \cdot f_{2c}}}{h - \frac{9 \cdot y}{f_{2c} - k}}$$

$$\lambda_c = \lambda(\theta = 60^\circ) = \left(1 - \frac{h}{3 \cdot y}\right) \cdot \sqrt{3} \cdot \beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y}$$

$$\lambda_t = \lambda(\theta = 0^\circ) = \left(2 \cdot \sqrt{3} - \frac{f_{2c} \cdot h}{\sqrt{3} \cdot y}\right) \cdot \beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} \cdot f_{2c}}{\sqrt{3} \cdot y}$$

$$f_{2c} = \left(1.2 - \frac{f_c}{1000}\right) \cdot f_c$$

En donde, para nuestro caso:

$$f_c = f_{cm} \text{ para } f_{2c} = f_{2cm}$$

$$\tau_{com} = \left[185 - 180 \cdot \frac{f_{cm}}{100} + 260 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^2 - 84 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^3\right]$$

$$\tau_{cok} = \left(0.8 + \frac{f_{ck}}{1000}\right) \cdot \tau_{com}$$

$$\sigma_{com} = \sigma_{cok} = -240 \text{ MPa}$$

$$c_1 = [2 \cdot \cos \theta - 1] \cdot \lambda_t + 4 \cdot [1 - \cos \theta] \cdot \lambda_c \quad \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$$

$$c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos\left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(c_2)\right)} \quad \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2}$$

$$c_2 = 1 \quad \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$$

$$c_2 = \cos \left\{ 3 \cdot \tan^{-1} \left[\frac{\left(2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1\right)}{\sqrt{3}} \right] \right\} \quad \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2}$$

La resistencia del hormigón bajo tensión biaxial ($\sigma_3 = 0$) se puede estimar por el mismo criterio."

3.5.1.5 Discretización por tipos de hormigón

Dadas las limitaciones previamente citadas, y tras las primeras experiencias en el cálculo de la pieza, se concluye que es necesaria la modelización del hormigón en tres niveles distintos (Ver Figura 3.10).

1. Hormigón fisurado.
2. Hormigón confinado.
3. Hormigón bajo placa de carga.

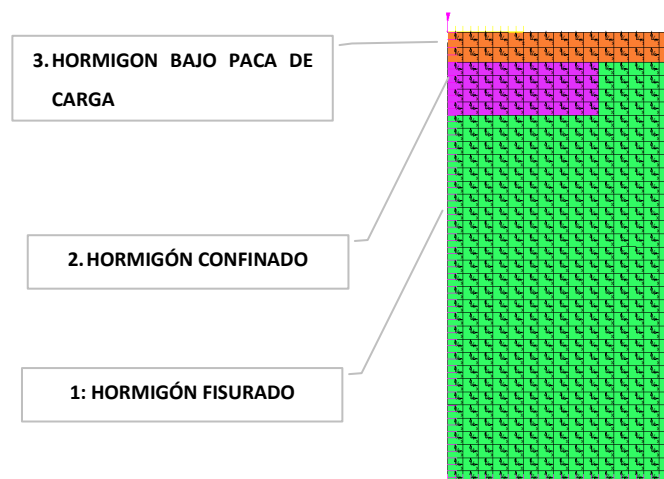


Figura 3.10 Discretización por tipos de hormigón

1. HORMIGÓN FISURADO

Primeramente, como ya se ha señalado, la resistencia a compresión del hormigón deberá minorarse según el coeficiente previamente calculado γ_i .

Sin embargo, la rigidez considerada sigue siendo una rigidez media entre el hormigón en las primeras etapas de carga y el hormigón en rotura.

Éste factor, junto con muchos otros factores que se ignoran debido a las limitaciones en el cálculo (fisuración bajo la placa de carga, confinamiento, etc.), se calibrará la deformación máxima del hormigón de manera que la rigidez del hormigón introducido en el cálculo, se aproxime a la rigidez del hormigón en rotura.

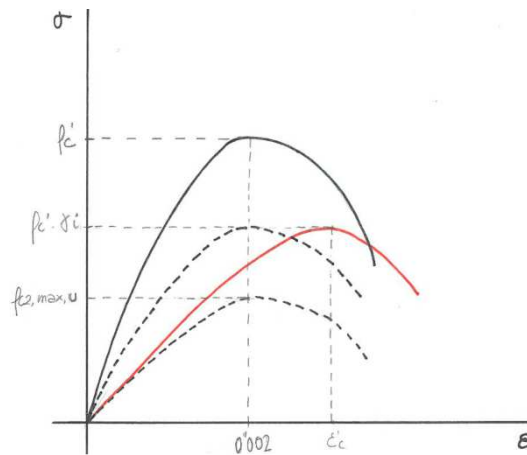


Figura 3.11 Calibrado de la ecuación constitutiva del hormigón fisurado

2. HORMIGÓN CONFINADO

Como ya se ha puntualizado en el apartado del criterio de rotura, el efecto del confinamiento del hormigón no puede calcularse automáticamente con los criterios de rotura ofrecidos por *Straus7*.

Habiendo observado que la rotura siempre sucedía por el fallo del hormigón, se optó por la implementación manual del aumento de la resistencia del hormigón cuando éste se encuentra bi-comprimido.

Los resultados obtenidos tras el cálculo de la tensión máxima a compresión en la dirección principal 22 se muestran a continuación:

Criterio de rotura según Código Modelo 2010 Boletín 65. Eqs. (5.11) a (5.1-19).									
σ1	σ2	σ3	RESULTADO						
			fcm, calc	fcm	fctm	f2cm	σ,com	τ,com	
-6.5	-35	0	24.77	25	3	29.4	-240	155	
L_1	-41.5								
J_2	346.6								
J_3	-2147								
Sigma m	-13.83								
cos 3tet	-0.865								
teta	0.872								
cos, teta	0.644								
lambda	6.634								
Coeficientes alpha, beta, c1, c2									
Parametros									
k	0.12								
f2c	1.175								
x	-9.6								
y	6.198								
h	1.822								
beta	2.555								
alpha	0.523								
lamda, c	5.856								
lamda, t	9.971								
lamda c/	0.587	>	0.5	yes					
c,1	10.02								
c,2	0.955								

Criterio de rotura según Código Modelo 2010 Boletín 65. Eqs. (5.11) a (5.1-19).									
σ1	σ2	σ3	RESULTADO						
			fcm, calc	fcm	fctm	f2cm	σ,com	τ,com	
-15	-72	0	61.91	62	4.5	70.6	-240	153	
L_1	-87								
J_2	1443								
J_3	-17458								
Sigma r	-29								
cos 3te	-0.827								
teta	0.8485								
cos, tet	0.6611								
lambda	10.29								
Coeficientes alpha, beta, c1, c2									
Parametros									
k	0.0726								
f2c	1.138								
x	-3.871								
y	2.473								
h	2.1206								
beta	4.7101								
alpha	3.4672								
lamda,	7.8884								
lamda,	15.56								
lamda c	0.507	>	0.5	yes					
c,1	15.561								
c,2	0.9997								

Criterio de rotura según Código Modelo 2010 Boletín 65. Eqs. (5.11) a (5.1-19).									
σ1	σ2	σ3	RESULTADO						
			fcm, calc	fcm	fctm	f2cm	σ,com	τ,com	
-30	-97	0	81.52	82	6	91.7	-240	166	
L_1	-127								
J_2	2466								
J_3	-28542								
Sigma n	-42.33								
cos 3te	-0.605								
teta	0.74								
cos, tet	0.738								
lambda	11.35								
Coeficientes alpha, beta, c1, c2									
Parametros									
k	0.073								
f2c	1.118								
x	-2.927								
y	2.023								
h	1.928								
beta	4.696								
alpha	3.776								
lamda,	7.685								
lamda,	15.38								
lamda c	0.5	>	0.5	no					
c,1	15.37								
c,2	1								

Figura 3.12 Resistencia máxima del hormigón en comportamiento biaxial

Sin embargo, es importante remarcar que la rigidez de éste hormigón se mantendrá constante, igual a la rigidez del hormigón fisurado, hecho que nos llevará a elevadas deformaciones de rotura.

La rama de tracción, por su parte, se mantendrá exactamente igual a la rama de tracción del hormigón fisurado.

Cabe recordar que éste hormigón es un material ficticio que sólo pretende simular el efecto del confinamiento del hormigón.

Determinación de la posición del hormigón confinado

Para determinar cuál es el hormigón sometido a bi-compresión, se analizan los gráficos de Tensión en la dirección principal 11.

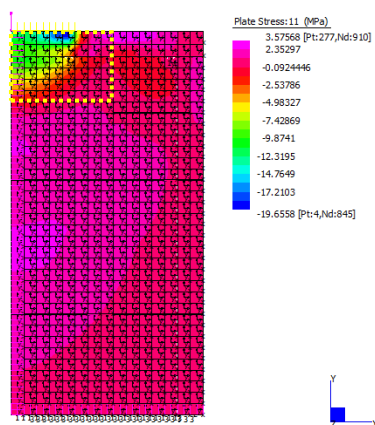


Figura 3.13 Tensión en la dirección principal 11 Hormigón Normal (N) ($f_c = 25\text{MPa}$)

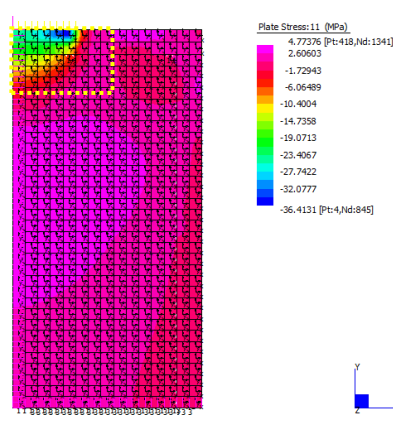


Figura 3.14 Tensión en la dirección principal 11 Hormigón Medio (M) ($f_c = 60\text{MPa}$)

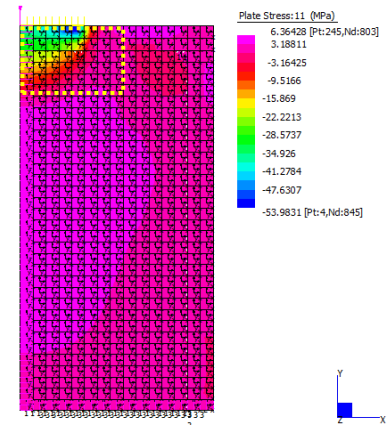


Figura 3.15 Tensión en la dirección principal 11 Hormigón de alta resistencia (H) ($f_c = 82\text{MPa}$)

3. HORMIGÓN BAJO PLACA DE CARGA

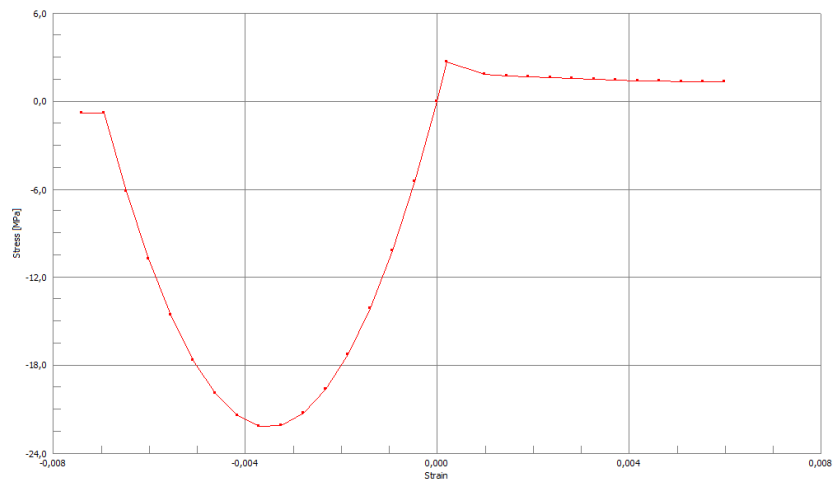
Es un hormigón con una rigidez igual a la del hormigón fisurado, pero con una resistencia infinita, lo que evita el fallo local de los elementos finitos bajo la carga concentrada, el cual producía a un fallo prematuro de la pieza.

3.5.1.6 Resumen de valores adoptados en los modelos

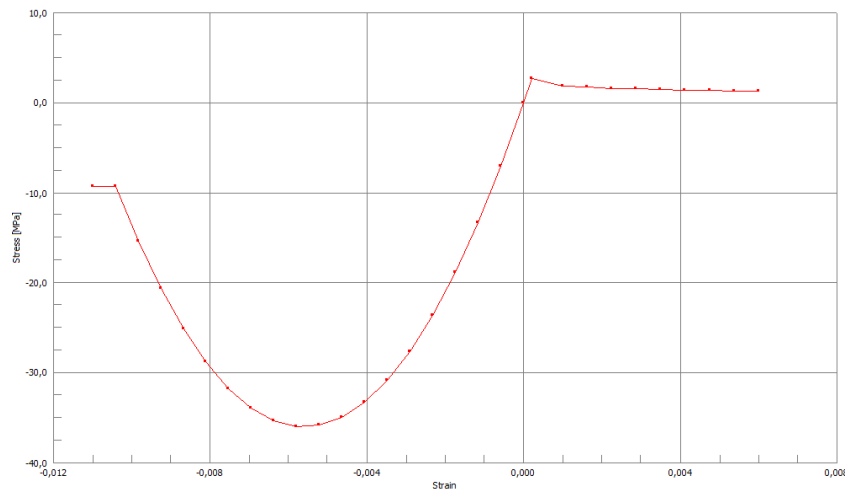
Tabla 3.5 Resumen de parámetros

Id	Descripción	RESISTENCIA MEDIA A COMPRESIÓN f'_c		RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN f_{cr}		DEFORMACIÓN MÁX. A COMPRESIÓN ϵ'_c	MÓDULO DE ELASTICIDAD $E_c = \frac{2f'_c}{\epsilon'_c}$	DEFORMACIÓN DE FISURACIÓN $\epsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c}$
		(MPa)	Desviación respecto [25]	(MPa)	Desviación respecto [25]	-	(MPa)	-
N	H-25 FISURADO	22	No cuantificable*	2.7	0%	-0.0035	14286	0.00021
	H-25 CONFINADO	35	No cuantificable*	2.7	0%	-0.0049	14286	0.00021
	H-25 BAJO CARGA	35	No cuantificable*	-	-	∞	14286	∞
M	H-60 FISURADO	40	No cuantificable*	4.8	15%	-0.0045	17865	0.000268
	H-60 CONFINADO	72	No cuantificable*	4.8	15%	-0.0078	17865	0.000268
	H-60 BAJO CARGA	72	No cuantificable*	-	-	∞	17865	∞
H	H-82 FISURADO	56	No cuantificable*	6	5%	-0.005	22280	0.000269
	H-82 CONFINADO	100	No cuantificable*	6	5%	-0.009	22280	0.000269
	H-82 BAJO CARGA	100	No cuantificable*	-	-	∞	22280	∞

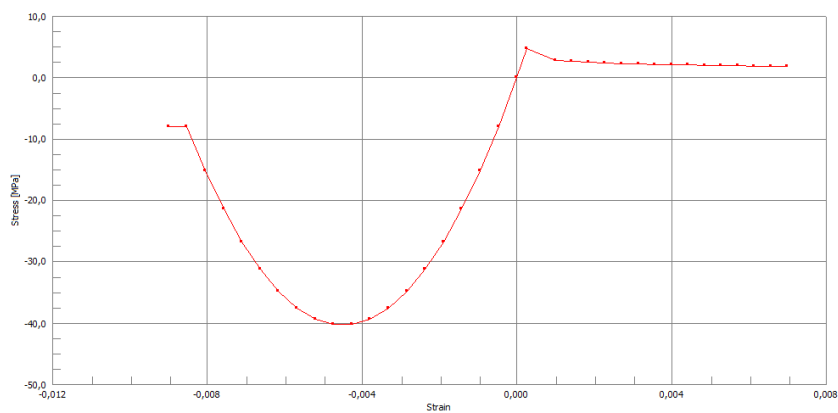
*Ver capítulo 3.5.1.4



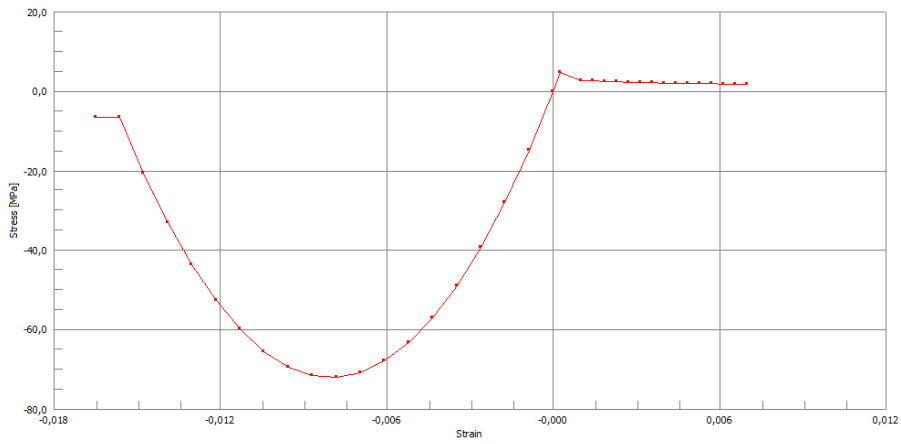
Gráfica 3.3 Gráfica tensión-deformación para Hormigón Normal ($f_c=25\text{MPa}$) en posición FISURADO



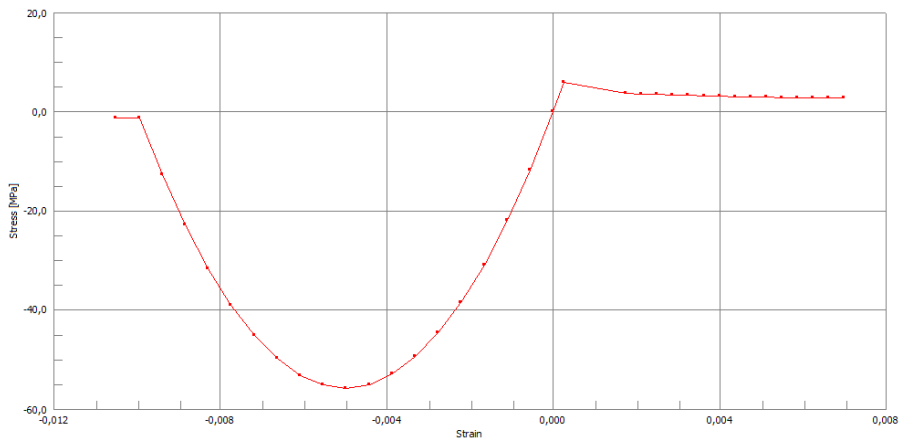
Gráfica 3.4 Gráfica tensión-deformación para Hormigón Normal ($f_c=25\text{MPa}$) en posición CONFINADO



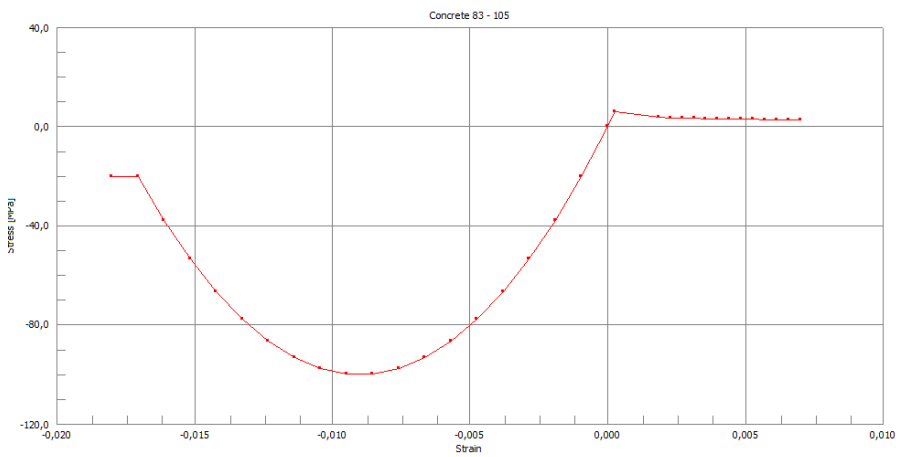
Gráfica 3.5 Gráfica tensión-deformación para Hormigón Medio ($f_c=60\text{MPa}$) en posición FISURADO



Gráfica 3.6 Gráfica tensión-deformación para Hormigón Medio ($f_c=60\text{MPa}$) en posición CONFINADO



Gráfica 3.7 Gráfica tensión-deformación para Hormigón de alta resistencia (H) ($f_c=82\text{MPa}$) en posición FISURADO



Gráfica 3.8 Gráfica tensión-deformación para Hormigón de alta resistencia (H) ($f_c=82\text{MPa}$) en posición CONFINADO

3.5.2 ACERO

Los parámetros que definen el material en comportamiento no lineal son:

- Sección
- Ecuación constitutiva

3.5.2.1 Parámetros para la modelización del acero

Sección

Todas las barras utilizadas en los ensayos de Sahoo et al. [25] tienen 6mm de diámetro.

Encontraremos dos tipos de barras:

- Barras completas (ver Figura 3.17)
Son aquellas barras representadas en toda su sección
- Medias barras (ver Figura 3.16)
Son aquellas barras coincidentes con el eje de simetría, por lo que sólo se representa el 50% de su área.

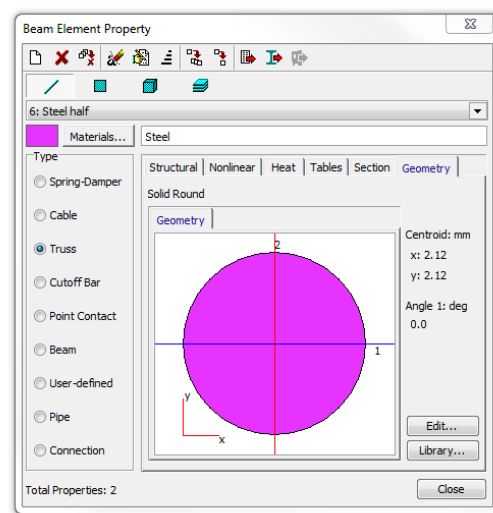
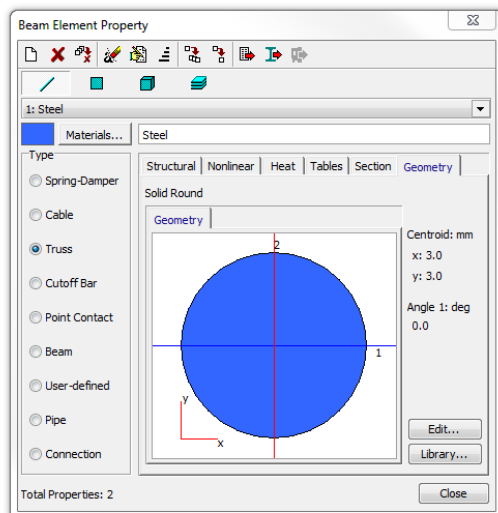


Figura 3.17 Geometría de una barra entera D6mm Figura 3.18 Geometría de “media barra”

Ecuación constitutiva

Ecuación constitutiva del acero según la EHE [5], según la cual la curva en su comportamiento a tracción puede tomar la siguiente forma:

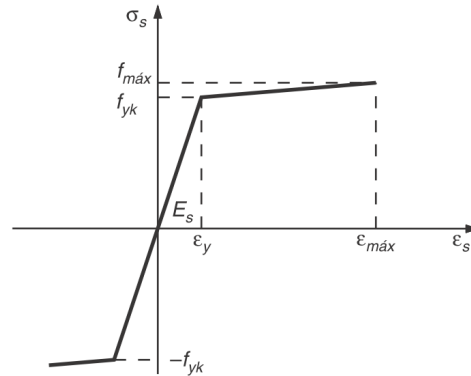


Figura 3.19 Diagrama característico de Tensión-Deformación en las armaduras pasivas. Artículo 38.º EHE.

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad \text{para} \quad 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_{s,y} \quad \text{para} \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{max}$$

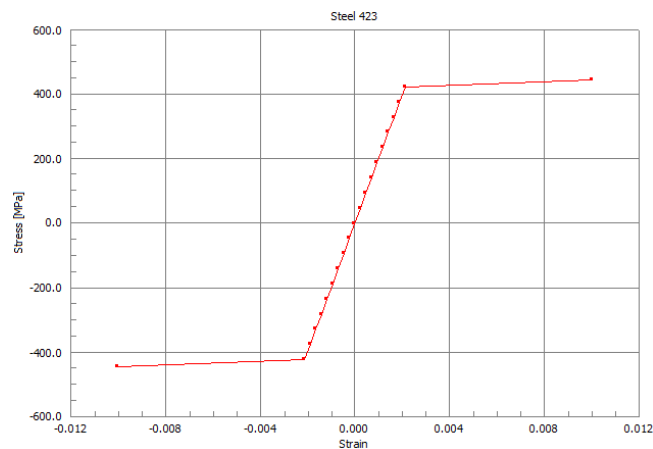
En donde:

$$E_s = 200.000 \text{MPa}$$

$$f_{yk} = 423 \text{MPa}$$

$$f_{max} = f_{yk} \cdot \frac{f_s}{f_y} = 444 \text{MPa}$$

Siendo $\frac{f_s}{f_y} = 1.05$ según el artículo 32.º de la EHE.

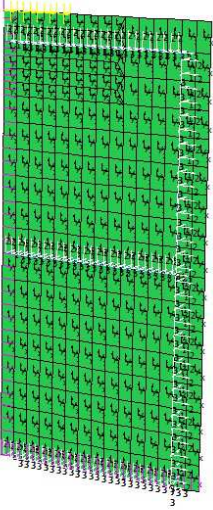
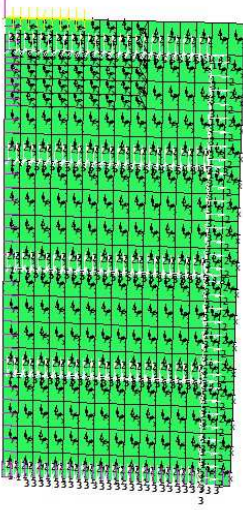
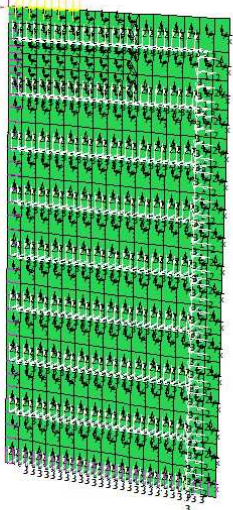


Gráfica 3.9 Gráfica tensión-deformación para acero $f_{yk}=435\text{MPa}$

3.5.2.2 Cuantía

Las distintas cuantías se distribuyen según el artículo de referencia [25], ver capítulo 3.1.2.

Tabla 3.6 Modelización del acero discreto para las distintas cuantías

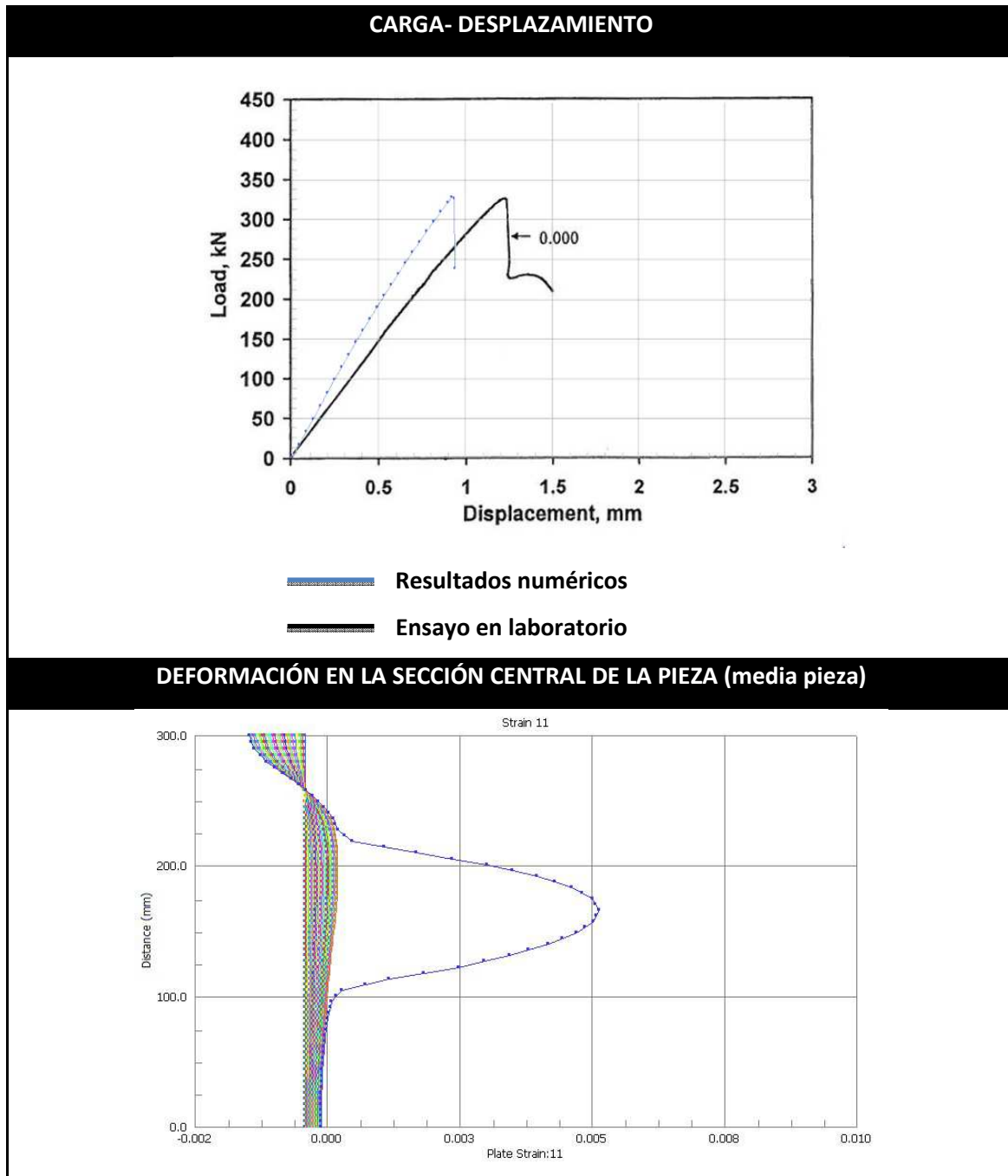
CUANTÍA 002	CUANTÍA 004	CUANTÍA 008
		
1 Ø6mm cada 140mm	1 Ø6mm cada 70mm	1 Ø6mm cada 35mm

3.6 RESULTADOS

3.6.1 PROBETAS N (HORMIGÓN NORMAL)

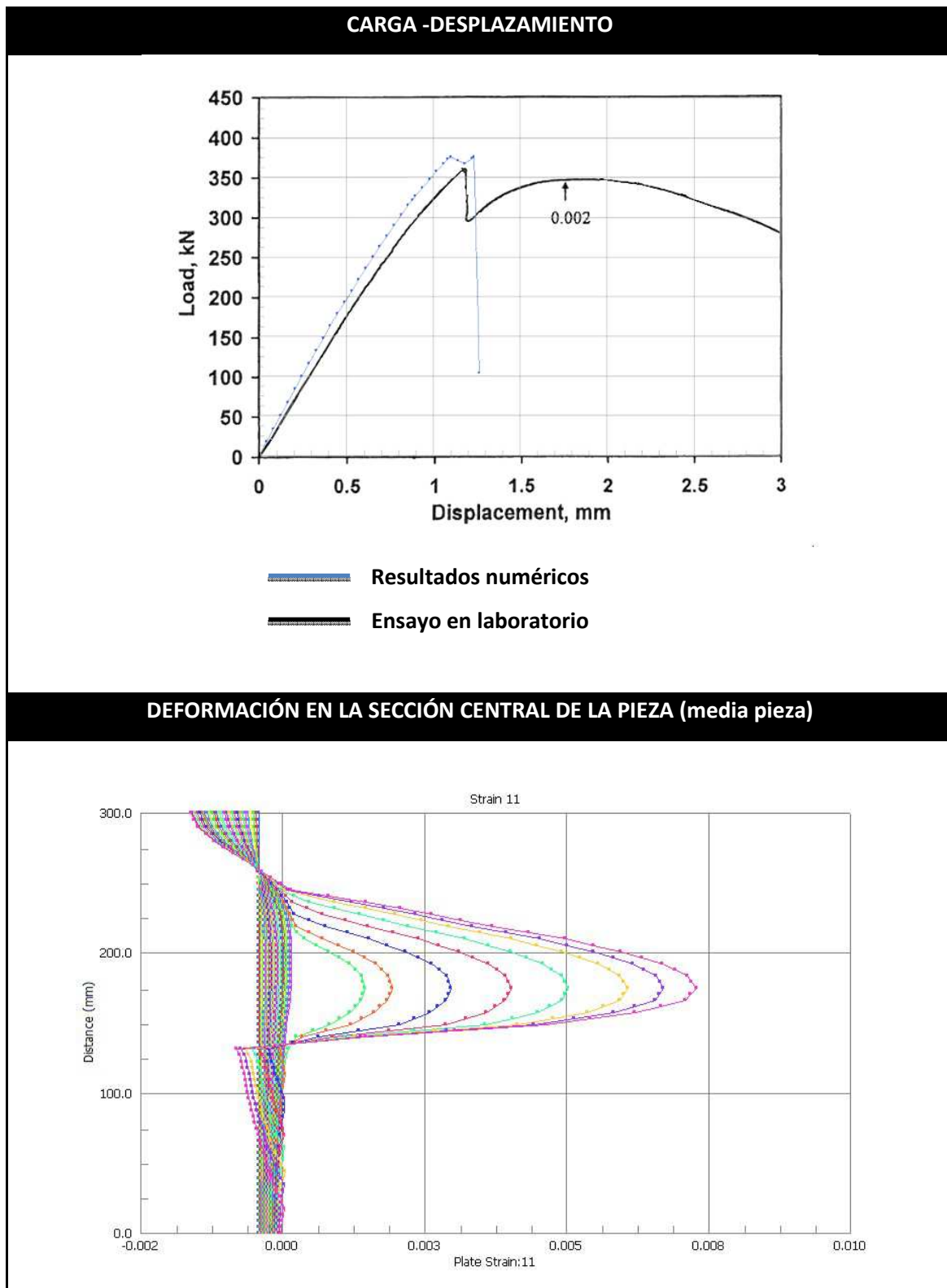
3.6.1.1 N-0 ($f_{cm}=25\text{MPa}$; $\rho=0\%$)

Tabla 3.7 Resultados probeta N-0



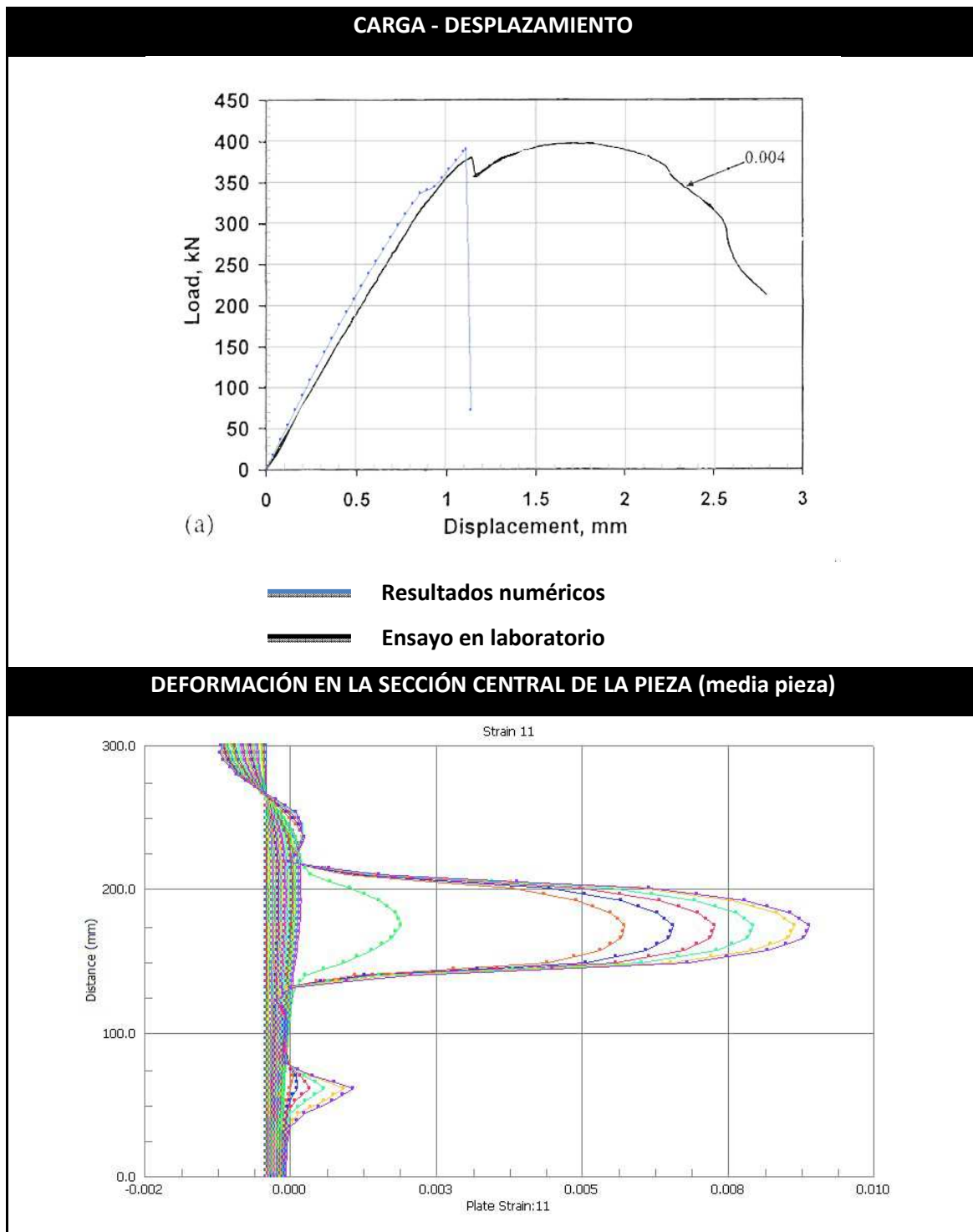
3.6.1.2 N-0.2 ($f_{cm}=25\text{MPa}$; $\rho=0.2\%$)

Tabla 3.8 Resultados probeta N-0.2



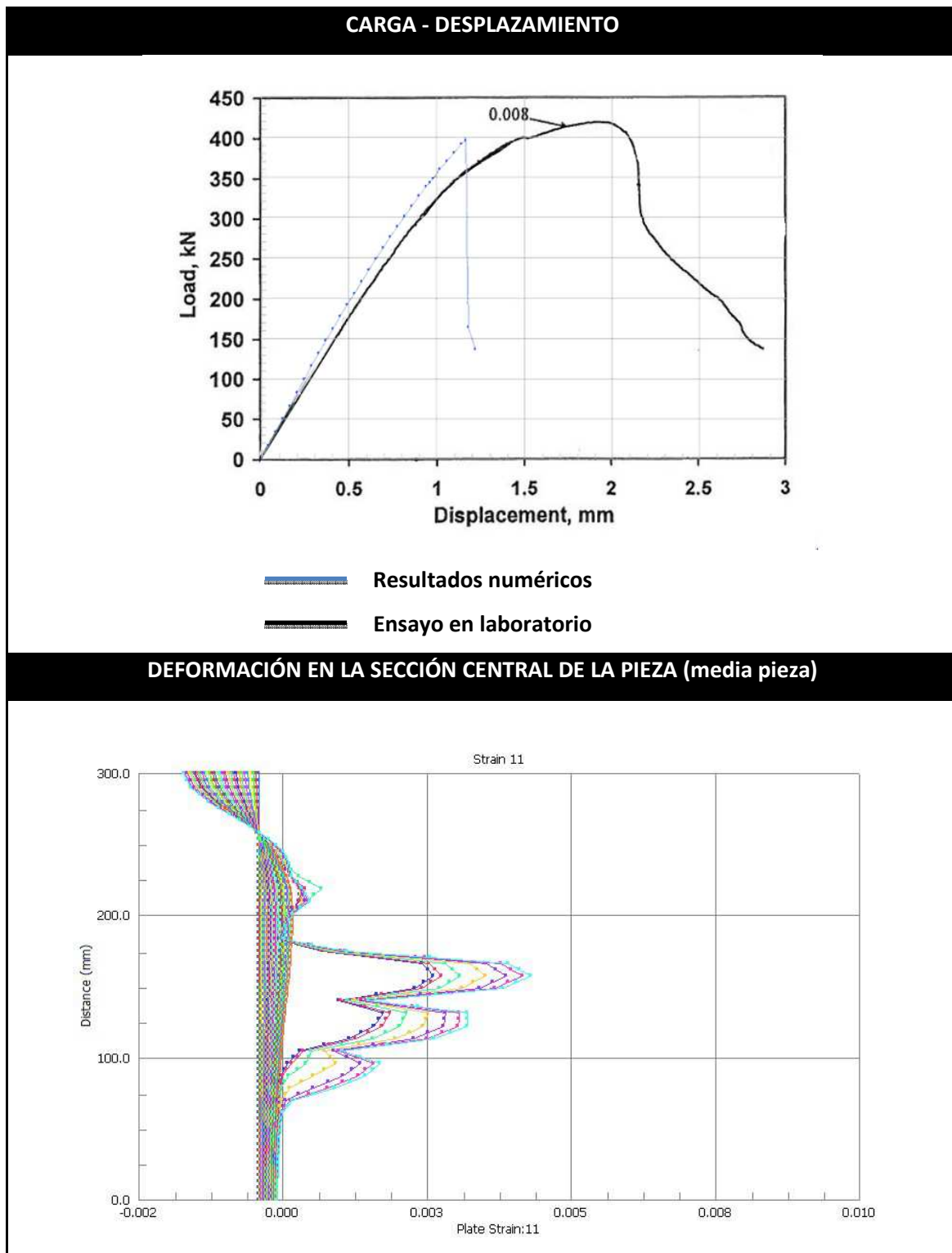
3.6.1.3 N-0.4 ($f_{cm}=25\text{MPa}$; $\rho=0.4\%$)

Tabla 3.9 Resultados probeta N-0.4



3.6.1.4 N-0.8 ($f_{cm}=25\text{MPa}$; $\rho=0.8\%$)

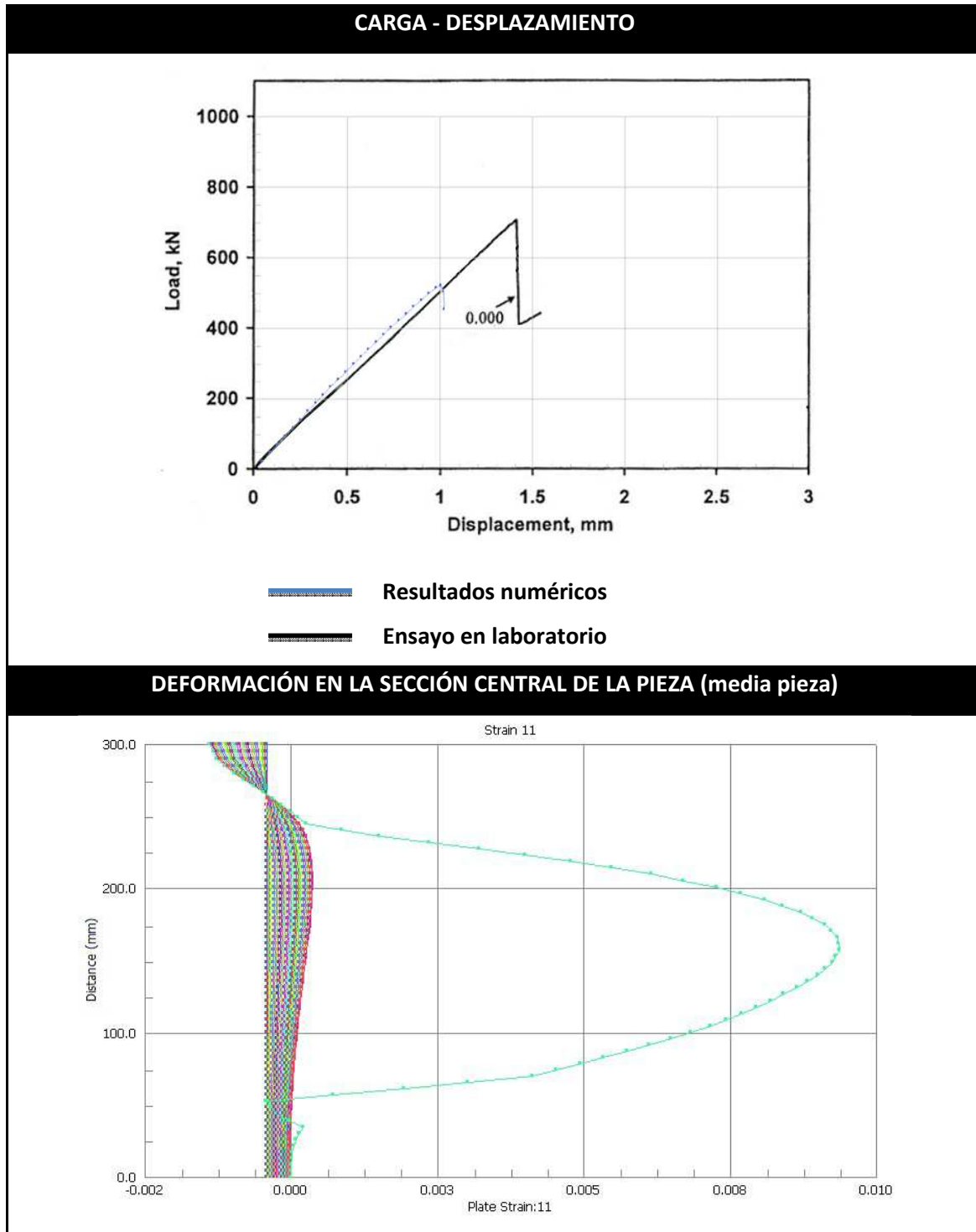
Tabla 3.10 Resultados probeta N-0.8



3.6.2 PROBETAS M (HORMIGÓN MEDIO)

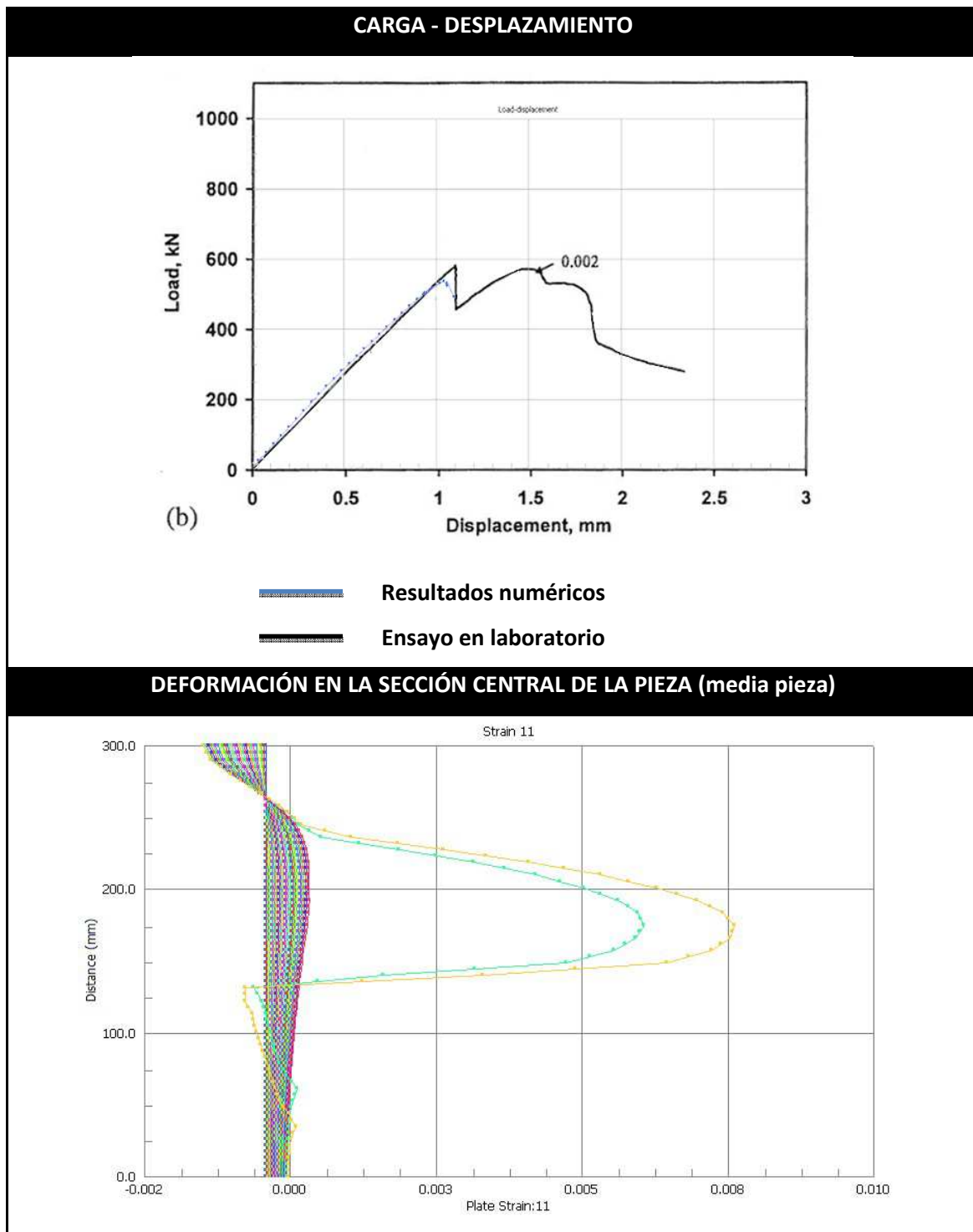
3.6.2.1 M-0 ($f_{cm}=60\text{MPa}$; $\rho=0\%$)

Tabla 3.11 Resultados probeta M-0



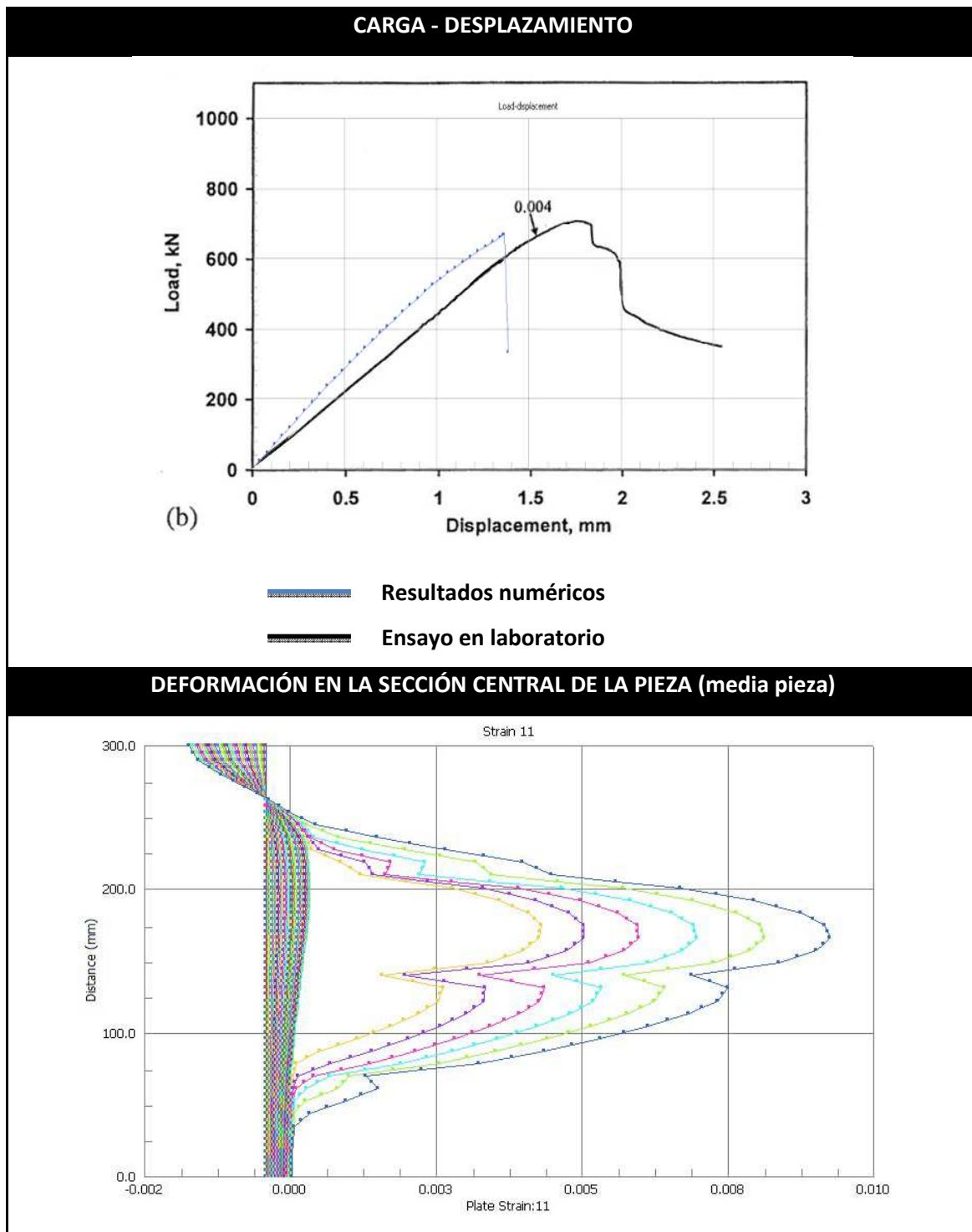
3.6.2.2 M-0.2 ($f_{cm}=60\text{MPa}$; $\rho=0.2\%$)

Tabla 3.12 Resultados probeta M-0.2



3.6.2.3 M-0.4 ($f_{cm}=60\text{MPa}$; $\rho=0.4\%$)

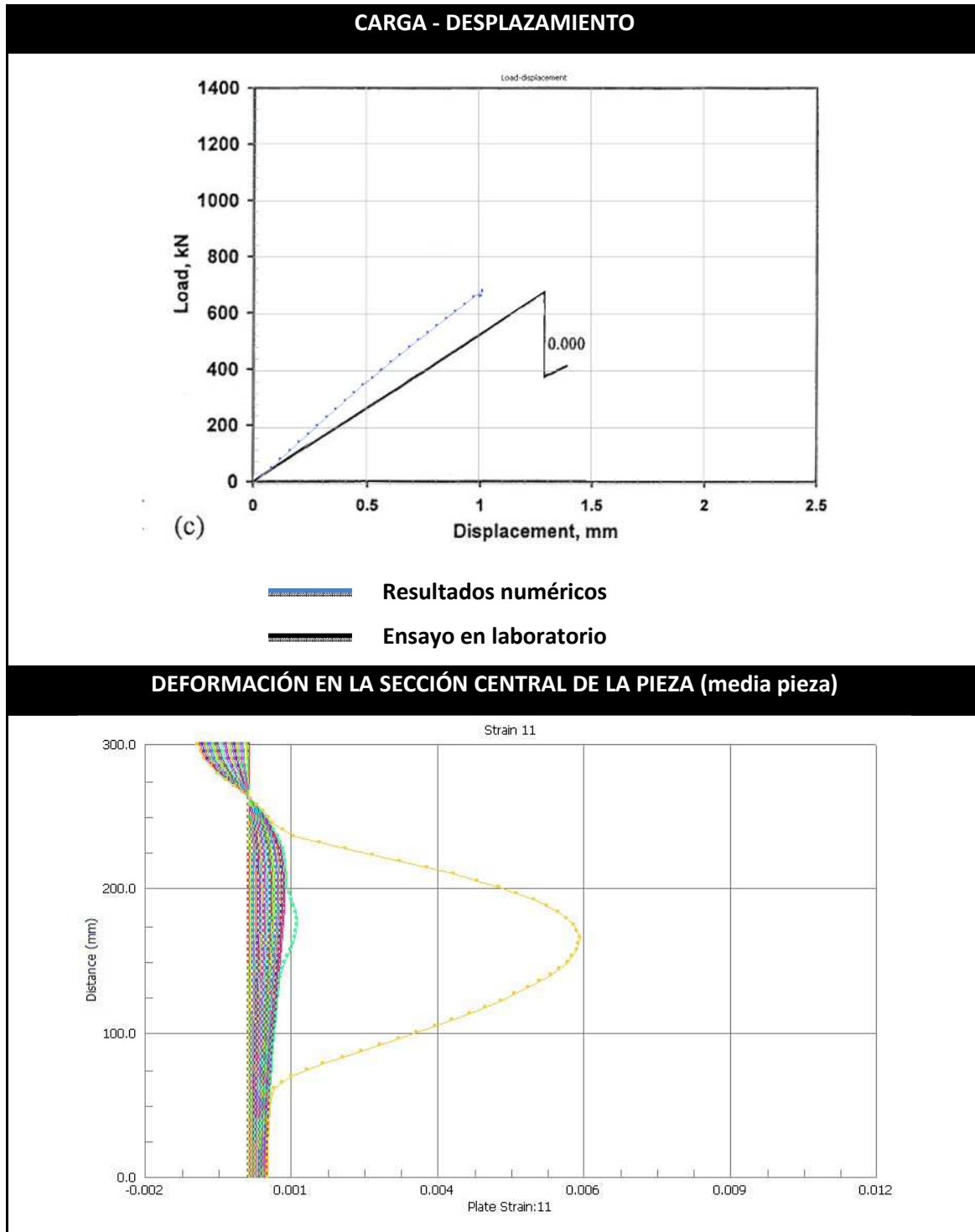
Tabla 3.13 Resultados probeta M-0.4



3.6.3 PROBETAS H (HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA)

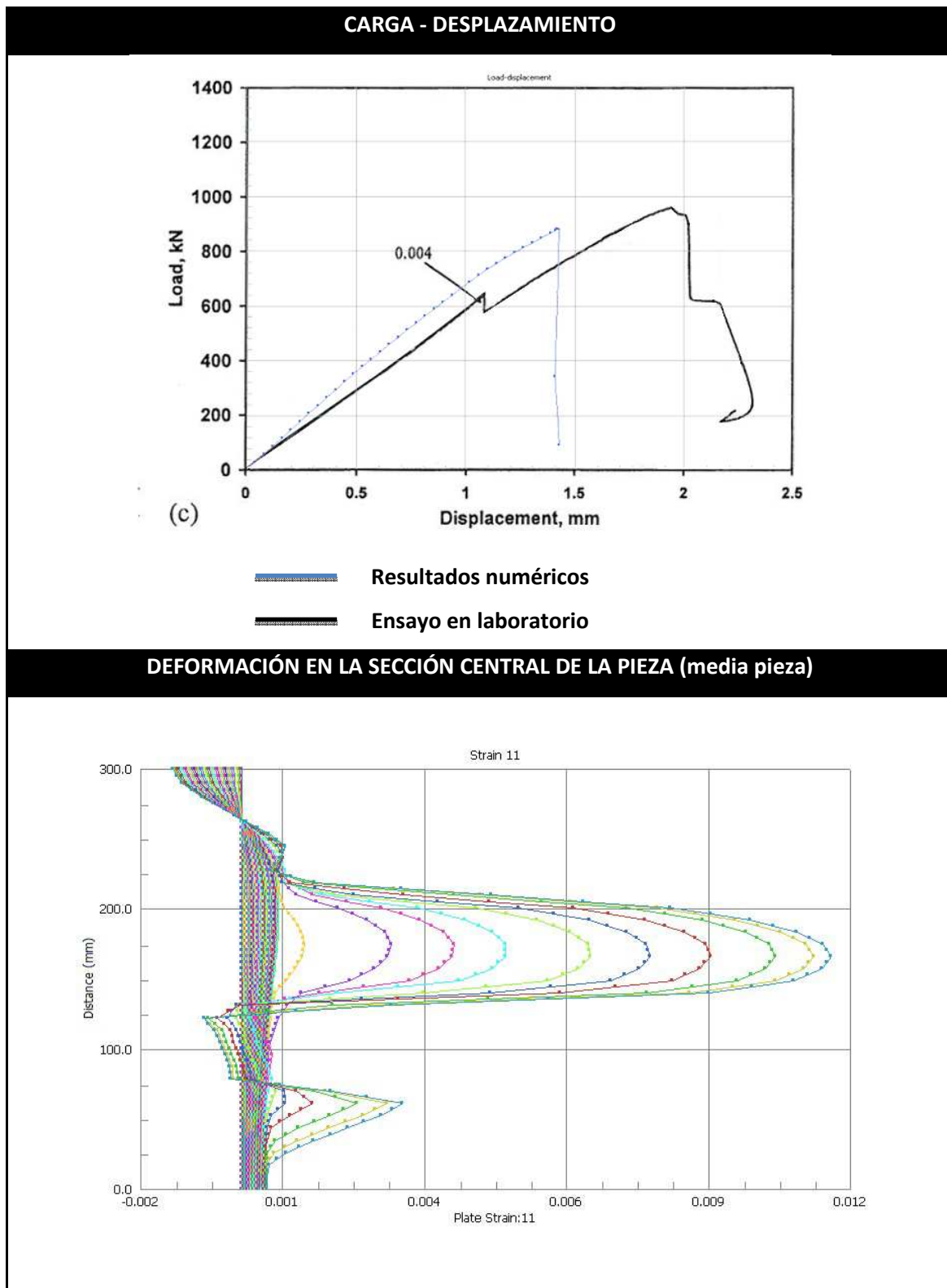
3.6.3.1 H-0 ($f_{cm}=82\text{MPa}$; $\rho=0\%$)

Tabla 3.14 Resultados probeta H-0



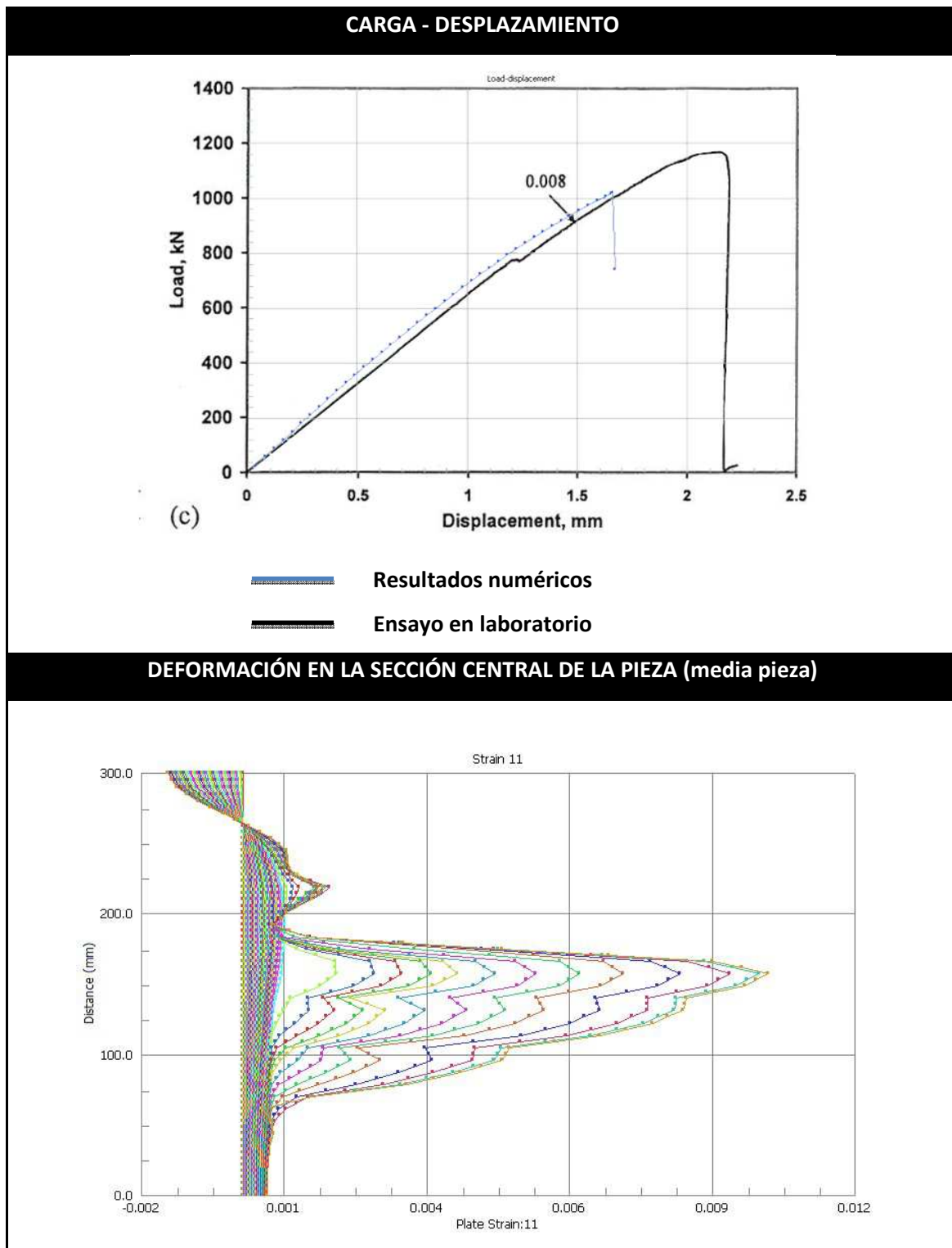
3.6.3.2 HA-0.4 ($f_{cm}=82\text{MPa}$; $\rho=0.4\%$)

Tabla 3.15 Resultados probeta H-0.4



3.6.3.3 H-0.8 ($f_{cm}=82\text{MPa}$; $\rho=0.8\%$)

Tabla 3.16 Resultados probeta H-0.8



3.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.7.1 RESUMEN DE VALORES

Tabla 3.17 Resultados de las bielas aisladas. TEST vs. MEF

ID	s (Ø6mm)	ρ_T	f_c' (Mpa)	f_t' (Mpa)	P_{cr} (kN)				P_U (kN)				ROTURA (A=Plastificación del acero, H=Aplastamiento del Hormigón)		
	mm	%	TEST	TEST	TEST	MEF	Desv.	error	TEST	MEF	Desv.	error	TEST	MEF	Desv.
N-0	-	0	25.4	2.68	324	326	-0.6%	1.01	333.9	326	2.4%	0.98	H	H	0.0%
N-0.2	140	0.002	25.4	2.68	338	322	4.7%	0.95	357.6	372	-4.0%	1.04	H	H	0.0%
N-0.4	70	0.004	26.1	2.72	372	340	8.6%	0.91	387.8	390	-0.6%	1.01	A	A	0.0%
N-0.8	35	0.008	24	2.33	374	343	8.3%	0.92	411.6	396	3.8%	0.96	A	H	100.0%
M-0	-	0	62	4.02	558	505	9.5%	0.91	558.2	505	9.5%	0.90	H	H	0.0%
M-0.2	140	0.002	62	4.02	561	540	3.7%	0.96	586.2	582	0.7%	0.99	H	A	100.0%
M-0.4	70	0.004	56	3.7	575	575	0.0%	1.00	724	668	7.7%	0.92	A	A	0.0%
H-0	-	0	85.7	5.86	662	682	-3.0%	1.03	662	682	-3.0%	1.03	H	H	0.0%
H-0.4	70	0.004	83.2	5.67	648	710	-9.6%	1.10	960.9	880	8.4%	0.92	A	A	0.0%
H-0.8	35	0.008	83.1	5.35	774	815	-5.3%	1.05	1169.7	1021	12.7%	0.87	A	A	0.0%

Como podemos observar, los valores obtenidos para cargas últimas y de fisuración en el análisis numérico se desvían respecto de los valores observados en los ensayos en laboratorio en un porcentaje no mayor al 12.7% (correspondiente a las mayores resistencias).

3.7.2 DESVIACIÓN DE VALORES TEST vs. MEF

A continuación se analizará la exactitud en que los ensayos de laboratorio han sido reproducidos mediante el estudio numérico. Las variables analizadas serán tanto la carga de fisuración como la carga última.

3.7.2.1 Error medio

El error medio puede obtenerse a través de la siguiente ecuación:

$$e = \frac{\sum \frac{P_{MEF}}{P_{TEST}}}{n}$$

El objetivo es obtener un valor lo más próximo posible a la unidad. Si $e > 1$, entonces el modelo queda, de media, del lado de la inseguridad. Si, por el contrario $e < 1$, los cálculos efectuados con el modelo quedan del lado de la seguridad.

Error medio de la carga de fisuración

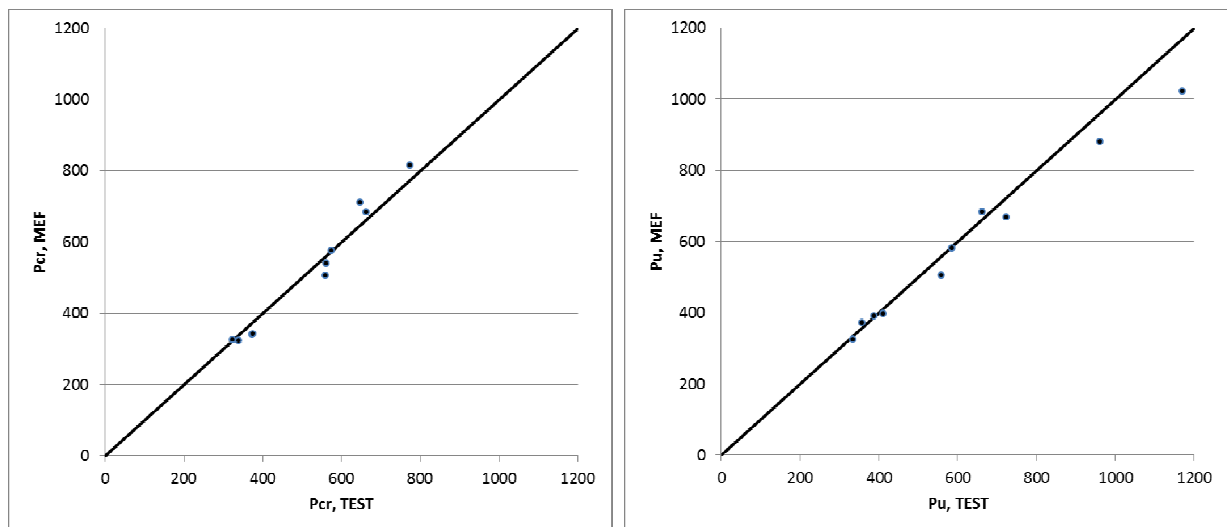
$$e_{cr} = \frac{\sum \frac{P_{cr,MEF}}{P_{cr,TEST}}}{n} = 0,98$$

El error queda muy próximo a la unidad y muestra que los cálculos quedan del lado de la seguridad.

Error medio de la carga última

$$e_u = \frac{\sum \frac{P_{u,MEF}}{P_{u,TEST}}}{n} = 0,96$$

El error queda muy próximo a la unidad y muestra que los cálculos quedan del lado de la seguridad. Cabe remarcar que la carga última tiene un error dos puntos porcentuales mayor al error de la carga de fisuración.



Gráfica 3.10 Relación de resultados de laboratorio y resultados del análisis numérico

3.7.3 COMPARACIÓN: MBT vs. MEF

A continuación se comparan los resultados obtenidos en el estudio numérico con los valores que se hubieran obtenido con un cálculo simplificado con el Método de Bielas y Tirantes.

3.7.3.1 Análisis de la probeta N-0.2

Se ha elegido la cuantía del 0.2% por tener un único tirante situado en una ubicación conocida, de modo que la comparación con el método simplificado de Bielas y Tirantes sea directa.

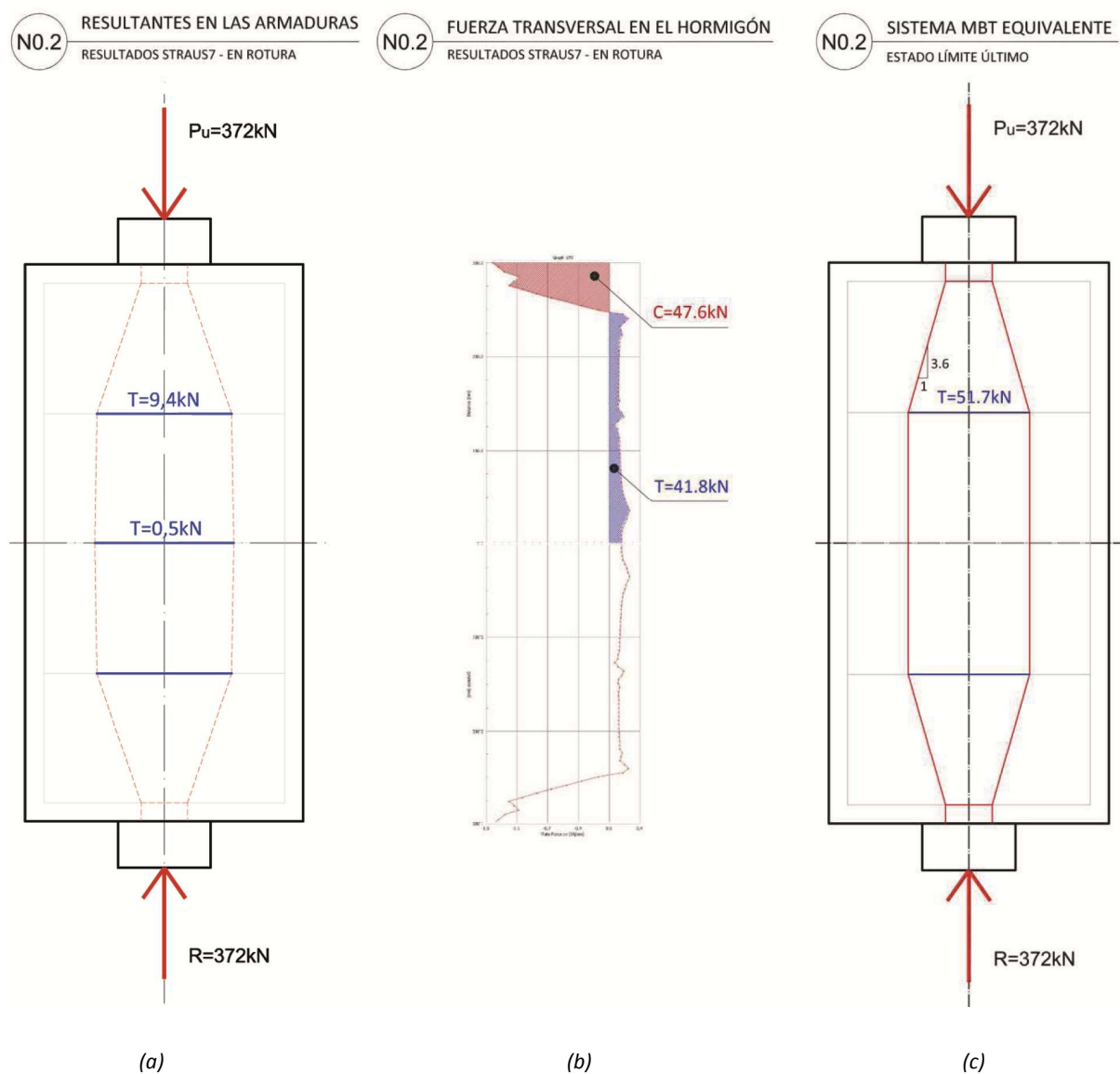


Figura 3.20 Probeta N-0.2. Fuerza transversal en acero (a) y hormigón (b) y MBT equivalente(c)

En la primera figura observamos las resultantes en los tirantes obtenidos en el análisis numérico, los valores se han tomado en el escalón de carga anterior al fallo.

La fuerza transversal en los tirantes no es la única actuando en la probeta, pues el hormigón tiene una resistencia máxima a tracción igual a 2.7MPa. Para obtener la resultante total se deberá añadir la fuerza resultante en el hormigón.

Equilibrio de fuerzas horizontales

$$T = 9.4kN + 0.5kN + 41.8kN = 51.7kN$$

$$C = 4.1kN + 47.6kN = 51.7kN$$

Método de Bielas y Tirantes

Dado que la normativa no admite la toma en consideración de la resistencia a tracción del hormigón, la resultante T debe aplicarse en su totalidad en el tirante equivalente.

Si se sitúa el tirante en la misma posición que en la probeta analizada (N-0.2), se puede observar:

1. Con las mismas condiciones de carga y de contorno, el área de acero necesaria resultante según el método está muy por encima de la que se utilizó para los ensayos.

$$A_{MEF} = \frac{5 \cdot A_{\phi 6}}{2} = 70.5 \text{ mm}^2$$
$$A_{MBT} = \frac{51.7kN}{f_{yd} = 384MPa} = 135 \text{ mm}^2$$

2. La pendiente de dispersión de las dos bielas superiores se encuentra entre los valores extraídos en la bibliografía, que oscilan entre $m_{bibl} = 2$ y $m_{bibl} = 6$.

$$2 < m_{MBT} = 3.6 < 6$$

3.7.3.2 Trayectoria de las compresiones

Es de utilidad el análisis de las resultantes en las armaduras, de modo que podamos observar cuales son las trayectorias de las compresiones en las distintas distribuciones de armadura.

Se han comparado las tres cuantías distintas para el hormigón Normal ($f_c=25\text{MPa}$) al ser el único para el cual se han obtenido valores para los tres casos.

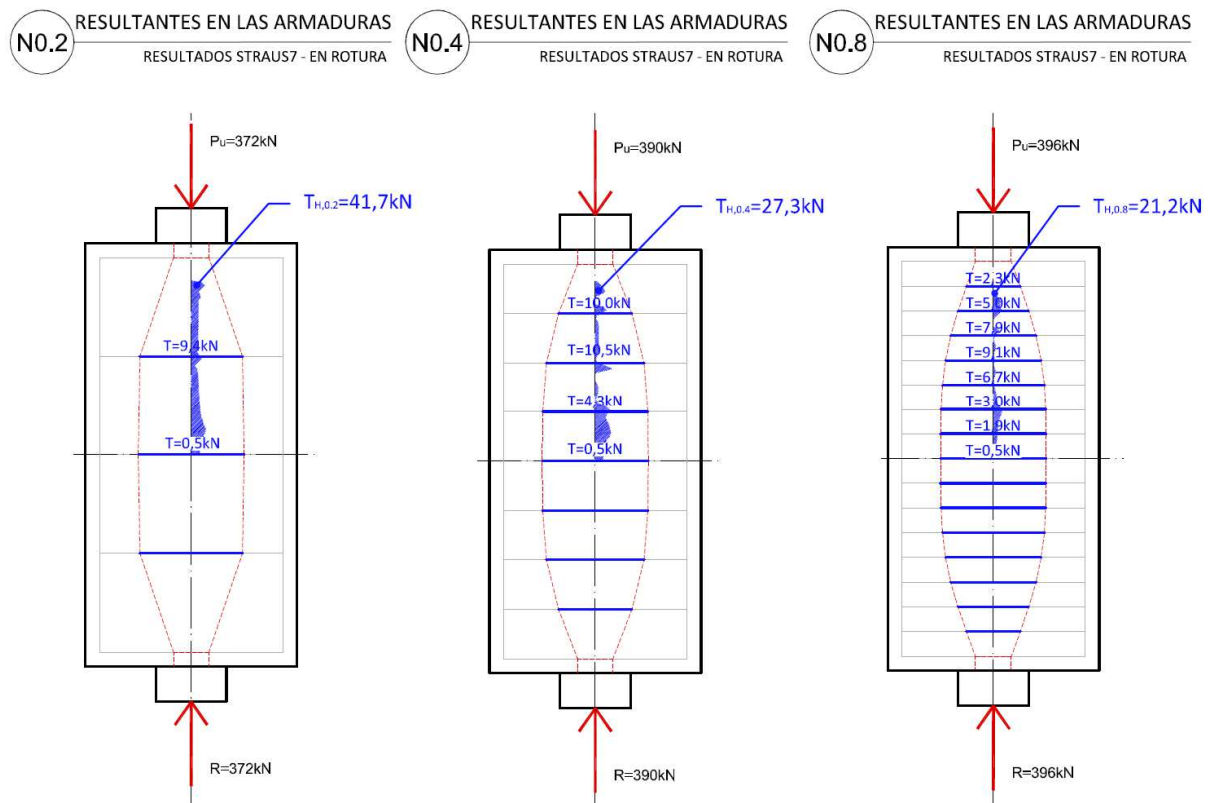


Figura 3.21 Resultantes en las armaduras en las probetas H-0.2, H-0.4 y H-0.8

En las cuantías más elevadas se puede observar una discretización más detallada de las compresiones transmitidas en forma de cuello de botella.

Tanto en el caso de la cuantía 0.4% como 0.8%, se observa el máximo de las tracciones en el cuarto superior de la pieza.

Es interesante observar la reacción de tracción en el hormigón en las distintas cuantías. En el caso de la mínima cuantía, 0.2%, la pieza falla en el mismo momento en el que se abre la fisura, por lo que la tensión desarrollada en el hormigón en el momento previo a la rotura es la máxima admisible en toda la altura. Sin embargo, en las mayores cuantías, la pieza ya está fisurada en el momento de la rotura, por lo que la tensión de tracción en el hormigón es mucho menor.

CAPÍTULO 4. ESTUDIO PARAMÉTRICO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se pretenden realizar un análisis sistemático de la influencia de las principales variables que gobiernan el comportamiento de los macizos de hormigón sometidos a cargas concentradas. Para ello, se estudiarán los resultados obtenidos mediante el modelo numérico de elementos finitos calibrado en el capítulo anterior considerando la variación de los dos siguientes parámetros básicos: la relación entre el tamaño de la placa de carga y el ancho total de la pieza y la distribución de la armadura transversal:

- ESTUDIO PARAMÉTRICO FUNCIÓN DE LA PROPORCIÓN DE LA PLACA DE CARGA b/B
Este estudio analiza la variación de las cargas de fisuración y rotura en función de la proporción del ancho de la placa de apoyo con el ancho total de la pieza.

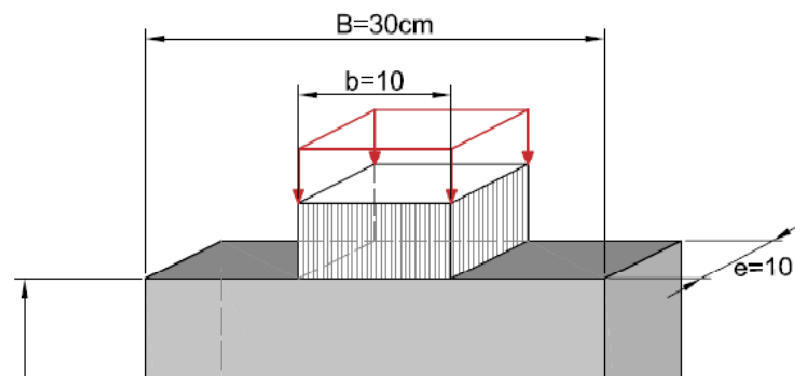


Figura 4.1 Placa de apoyo

- ESTUDIO PARAMÉTRICO FUNCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA CUANTÍA DE ARMADURA
Manteniendo la cuantía de armadura constante, se comprueba la influencia de la distribución de la armadura a lo largo de la pieza por debajo de la carga aplicada; así, las variables consideradas en este estudio serán la separación de la armadura y su diámetro.

4.2 PROPORCIÓN DE LA PLACA DE CARGA b/B

Con el fin de comprobar la influencia del ancho de la placa de carga con respecto al ancho total de la pieza, se analizarán cuatro probetas con distintos anchos para la placa de carga manteniendo constante el ancho de la pieza.

4.2.1 Descripción de los especímenes

Un total de 12 especímenes serán calculados, cuatro piezas para cada tipo de hormigón.

Las distintas proporciones para las placas de carga son las siguientes:

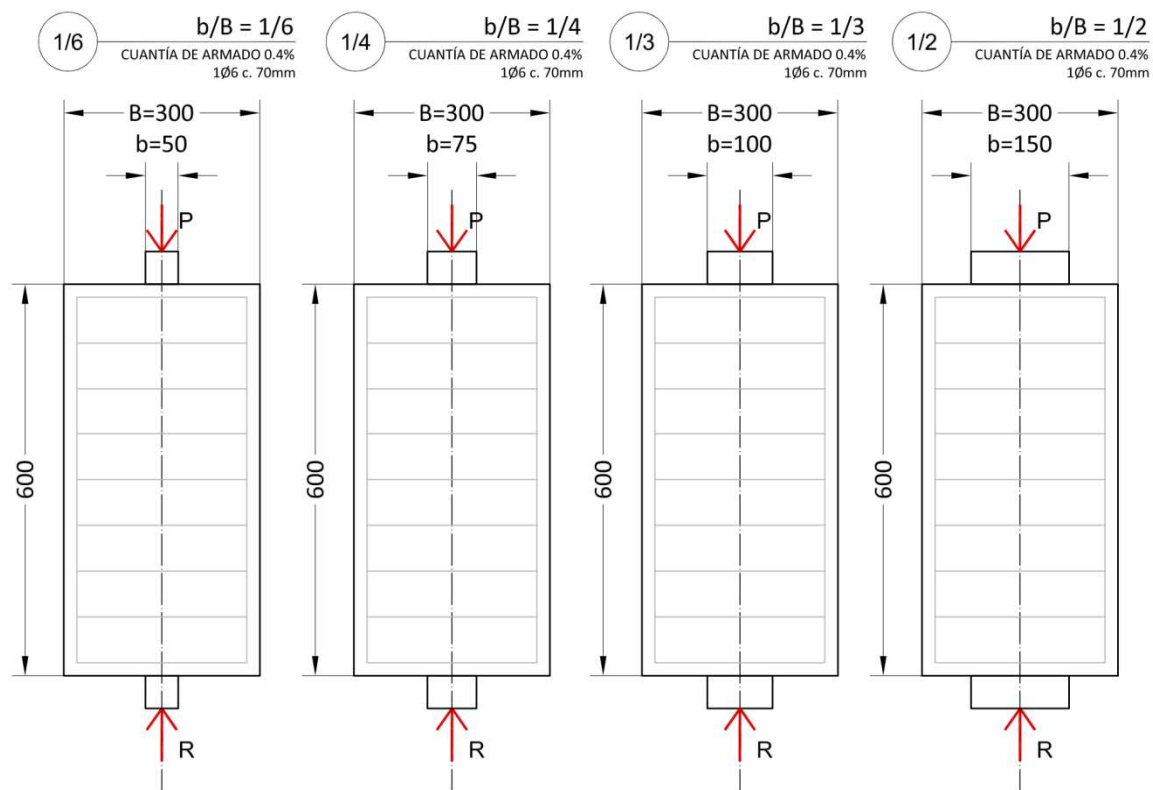


Figura 4.2 Proporciones para las placas de carga

Todas las probetas tienen la misma cuantía y la misma distribución de armadura.

$$\rho = 0.004 \quad \phi_s = 6\text{mm} \quad S_s = 70\text{mm}$$

Los resultados se obtendrán para los tres tipos de hormigón estudiados hasta el momento.

$$N (f_c = 25\text{MPa})$$

$$M (f_c = 60\text{MPa})$$

$$H (f_c = 82\text{MPa})$$

4.2.2 Resultados

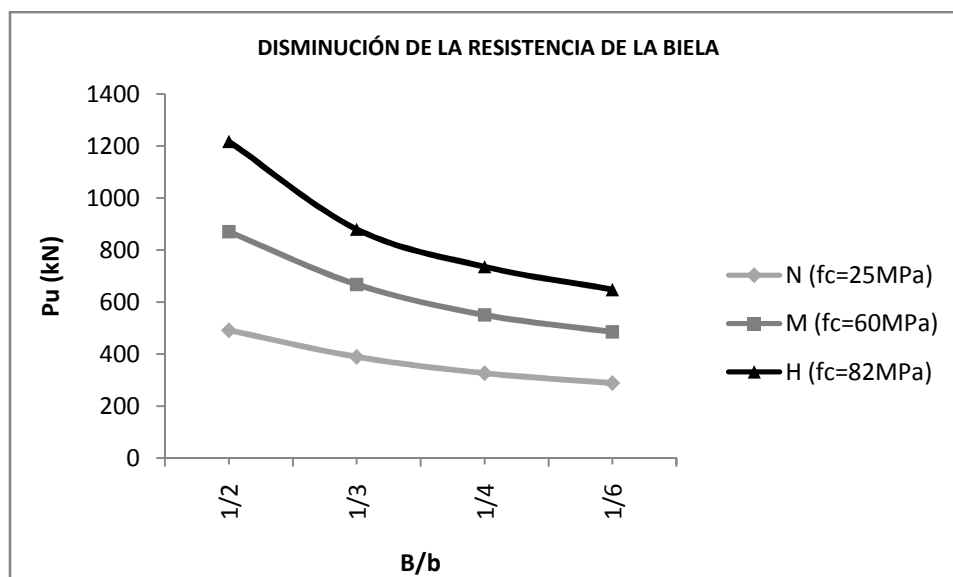
Carga última

La reducción de la placa de apoyo con respecto al ancho total de la pieza supone una reducción significativa de la resistencia.

Tabla 4.1 Resultados de las probetas con placa de carga variable

Cuantía constante $\rho=0.4\%$ $\varnothing s=6\text{mm}$ $S_s=70\text{mm}$	ID	b/B	f_c'	P_{cr}	P_U	ΔP_U	ROTURA*
			Mpa	kN	kN	%	*
	N-1/2	1/2	25	492	492	100%	H
	N-1/3	1/3	25	340	390	79%	A
	N-1/4	1/4	25	276	327	66%	A
	N-1/6	1/6	25	252	289	59%	A
	M-1/2	1/2	60	841	871	100%	H
	M-1/3	1/3	60	575	668	77%	A
	M-1/4	1/4	60	494	551	63%	A
	M-1/6	1/6	60	443	486	56%	A
	H-1/2	1/2	82	1145	1218	100%	A
	H-1/3	1/3	82	710	880	72%	A
	H-1/4	1/4	82	632	736	60%	A
	H-1/5	1/6	82	583	648	53%	A

*A=Plastificación del acero, H=Aplastamiento del Hormigón



Gráfica 4.1 Relación b/B y carga última

Los resultados demuestran que una disminución del ancho de la placa de apoyo afecta significativamente la resistencia última de la biela en forma de botella.

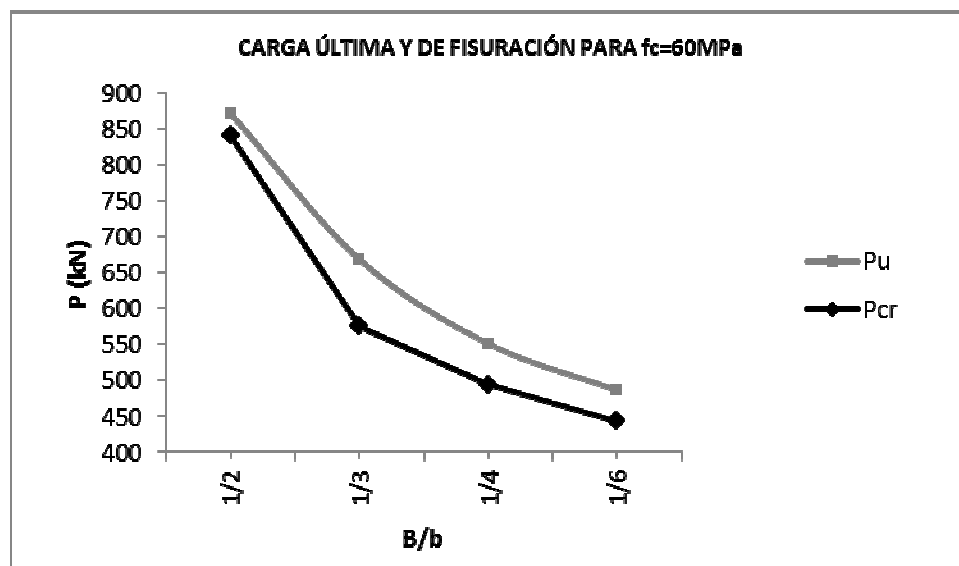
Para las placas de apoyo menores se registraron cargas últimas por debajo del 60% con respecto a los valores de las placas de apoyo de mayor proporción.

Éstos resultados demuestran la gran importancia de la toma en consideración de las tensiones transversales en el hormigón, y la necesidad del análisis profundo de las regiones D constituidas por cargas concentradas sobre macizos.

Tipo de rotura

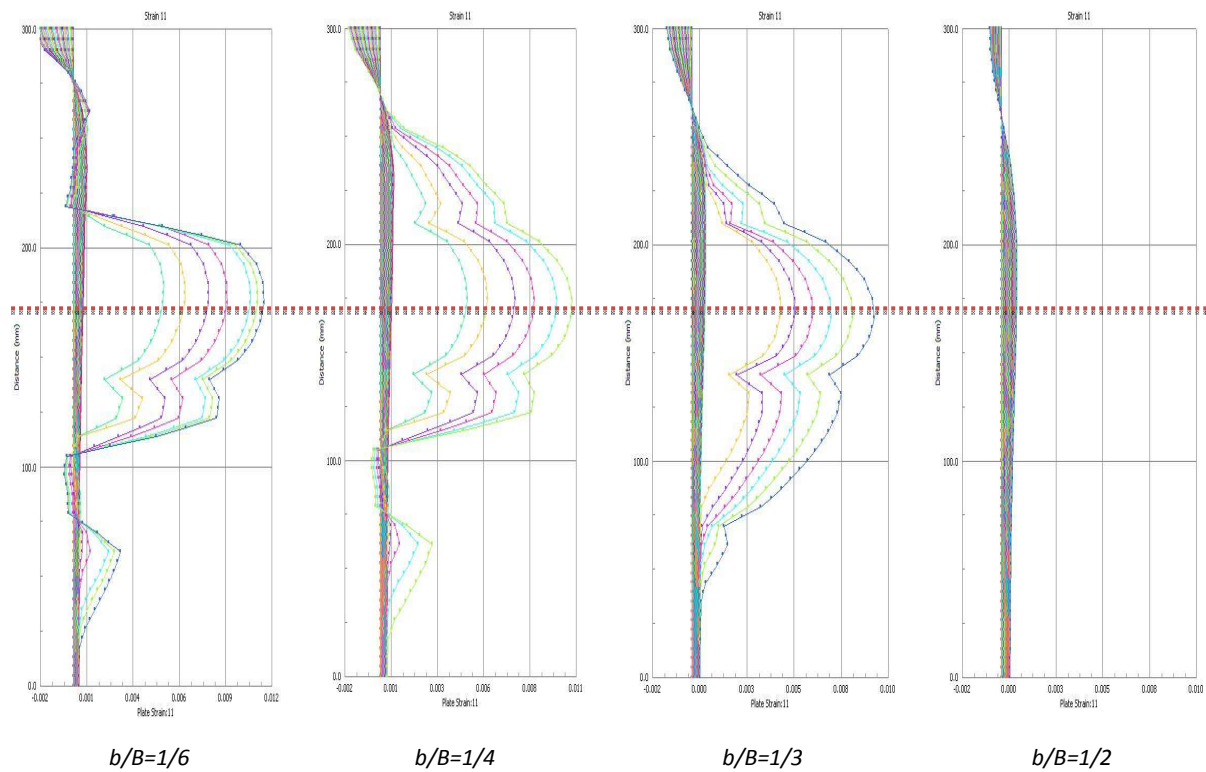
Con excepción del hormigón de alta resistencia, todas las probetas con la placa de apoyo de mayores proporciones (1/2) muestran un fallo frágil por compresión del hormigón, sin llegar a fisurar.

No es así, sin embargo, para ninguno de los casos de placas de apoyo menores de $\frac{1}{2}$ del ancho de la pieza, en las cuales se produce siempre un fallo dúctil por plastificación de las armaduras.



Gráfica 4.2 Carga última y de fisuración para hormigón Medio ($f_c=60\text{MPa}$)

El tipo de fallo se puede observar gráficamente a partir del perfil de deformaciones transversales en el eje central de la pieza. Si comparamos las gráficas en las piezas correspondientes al hormigón medio M ($f_c=60\text{MPa}$):



Gráfica 4.3 Deformación en la dirección transversal principal 11 en especímenes M-1/2 a M-1/6

Podemos observar que, bajo las mismas condiciones de armado, el pico de deformación en el hormigón ocurre siempre a la misma altura.

Modelo de Bielas y Tirantes

Tomando en consideración la altura en la que se produce la tensión máxima en el hormigón, podemos dibujar la trayectoria de las compresiones en cada uno de los casos.

De éste modo podemos comprender gráficamente cuál es la causa de la rotura prematura en el caso de las placas de carga de proporción menor.

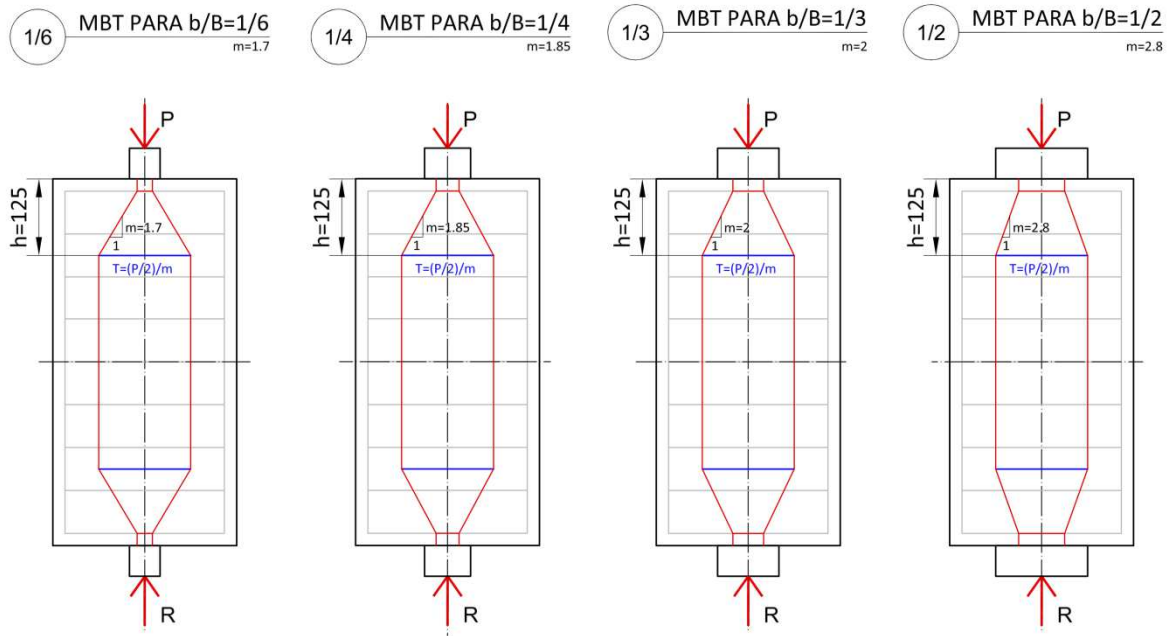


Figura 4.3 Modelo de Bielas y tirantes para distintas proporciones de la placa de carga

Teniendo en cuenta que la tensión en el tirante es inversamente proporcional al valor de la pendiente de las bielas, observamos que el valor de la tensión transversal aumenta a medida que el ancho de la placa de apoyo disminuye.

$$T = \frac{P/2}{m}$$

En donde:

T es la fuerza en el tirante transversal

P es la carga aplicada

m es la pendiente de transmisión de las bielas bajo la carga concentrada

4.3 DISTRIBUCIÓN DE LA CUANTÍA DE ARMADURA

Aunque la cuantía mínima en una biela en forma de botella para evitar el fallo frágil por splitting ha sido un tema ampliamente estudiado en los artículos analizados en la bibliografía, así como en la normativa; no es así para la distribución de dicha cuantía.

En el siguiente apartado se analiza la influencia tanto en la carga última como la carga de fisuración en función de la distribución de la cuantía de armado en la biela en forma de botella.

4.3.1 Descripción de los especímenes

Un total de nueve especímenes serán calculados, tres distribuciones de armadura distintas para cada uno de los tres tipos de hormigón analizados hasta el momento.

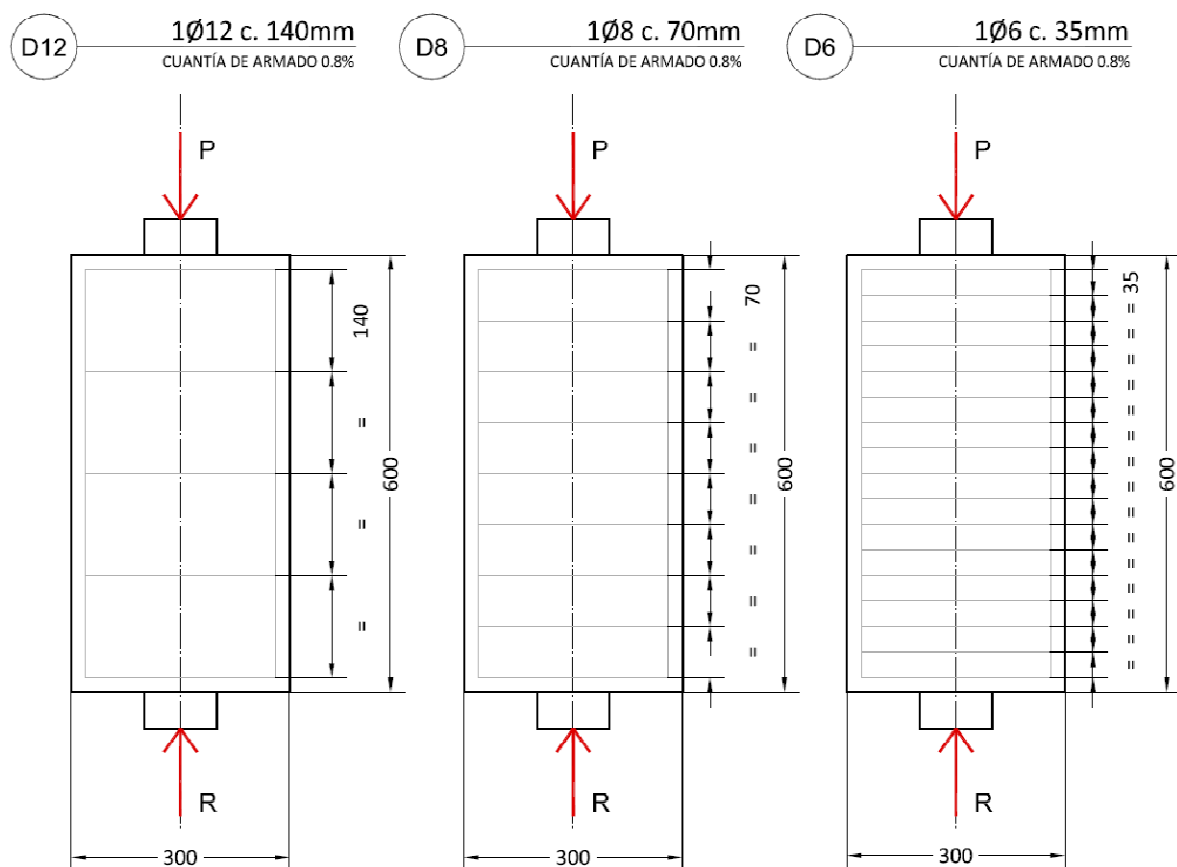


Figura 4.4 Distribución de la armadura

El valor de la cuantía permanecerá constante, así como la geometría de la pieza y la placa de apoyo.

$$\rho = 0.008 \quad \frac{b}{B} = \frac{1}{3}$$

Los resultados se obtendrán para los tres tipos de hormigón estudiados hasta el momento.

$$N (f_c = 25MPa)$$

$$M (f_c = 60MPa)$$

$$H (f_c = 82MPa)$$

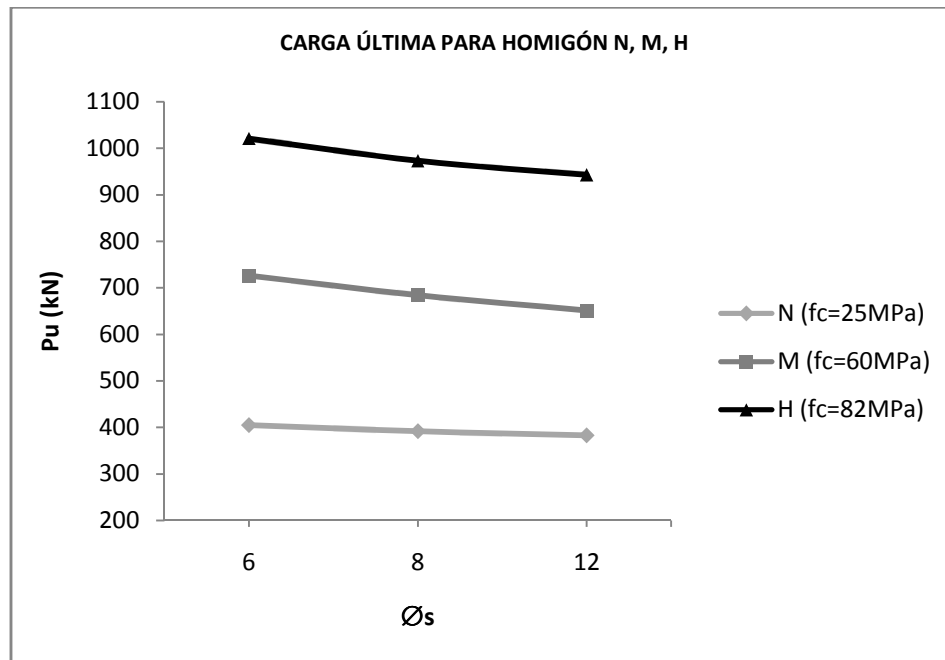
4.3.2 Resultados

Carga última

Tabla 4.2 Resultados de las probetas con placa de carga variable

	ID	\varnothing_s	S_s	f_c'	P_{cr}	P_U	ΔP_U	ROTURA*
		mm	mm	Mpa	kN	kN	%	*
cuantía constante $\rho = 0.8\%$	N-D6	6	35	25	394	405	100%	H
	N-D8	8	70	25	376	392	97%	H
	N-D12	12	14	25	372	383	95%	H
	M-D6	6	35	60	645	726	100%	A
	M-D8	8	70	60	599	684	94%	H
	M-D12	12	140	60	585	651	90%	H
	H-D6	6	35	82	815	1021	100%	A
	H-D8	8	70	82	784	973	95%	A
	H-D12	12	140	82	785	943	92%	A

*A=Plastificación del acero, H=Aplastamiento del Hormigón



Gráfica 4.4 Carga última para los especímenes N-D6 a H-D12

Como podemos observar en la tabla de valores (...) y en la gráfica (...), la reducción de la carga última debido a una concentración mayor de la armadura no es significativamente alta. Una reducción máxima del 10% fue observada en los modelos de hormigón de resistencia media.

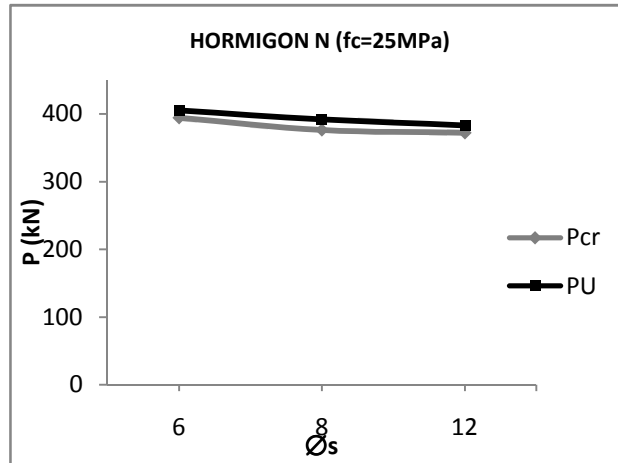
Tipo de rotura

Si bien los modelos correspondientes al hormigón normal siempre fallaron por aplastamiento del hormigón, los modelos de hormigón de alta resistencia fallaron por plastificación del acero. Esto se explica por ser la cuantía de acero en dicho estudio bastante elevada.

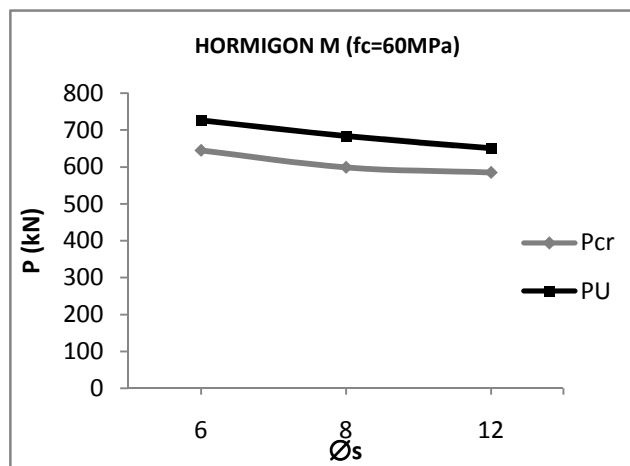
Si colocamos una cuantía del 0.8% en un hormigón de baja resistencia, es poco probable que las armaduras lleguen a su límite elástico, pues antes de que esto ocurra, el hormigón ya habrá fallado a compresión.

Es interesante, sin embargo, observar los casos del hormigón de resistencia media; entre los cuales, el modelo con armaduras de diámetro 6mm pudo conseguir un fallo dúctil, esto no sucedió con las armaduras de mayor diámetro, produciéndose un fallo frágil por aplastamiento del hormigón.

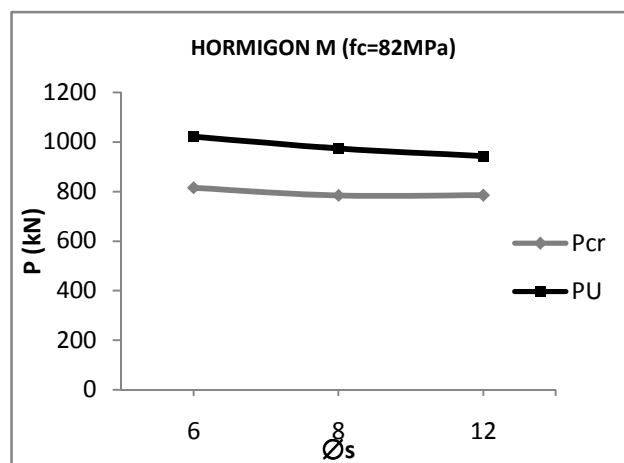
En general, podemos observar cómo los modelos con la armadura más dispersa tuvieron un comportamiento más dúctil que aquellos con la armadura más concentrada.



Gráfica 4.5 Carga última y de fisuración para los especímenes N-D6 a N-D12



Gráfica 4.6 Carga última y de fisuración para los especímenes M-D6 a M-D12



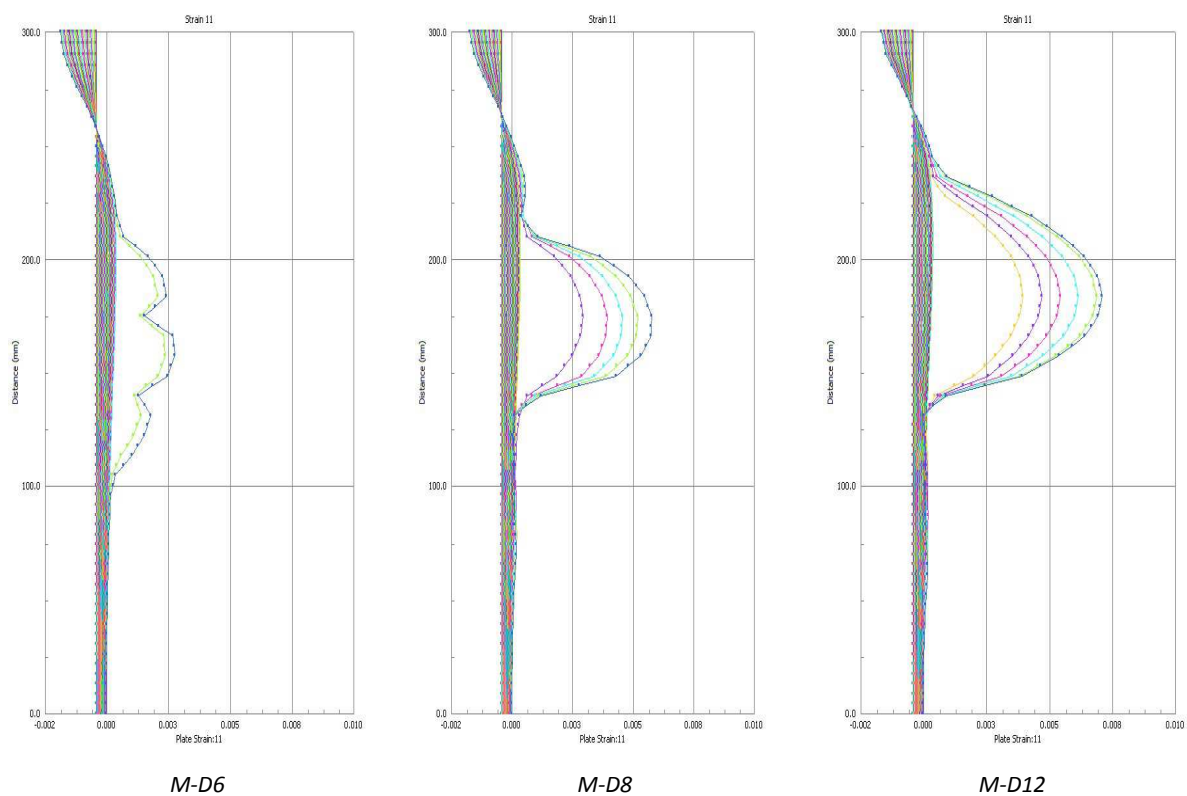
Gráfica 4.7 Carga última y de fisuración para los especímenes H-D6 a H-D12

Aunque la distribución de la armadura no es de gran influencia en el comportamiento global de la pieza, sí que puede resultar determinante para el control de la abertura de fisura.

Abertura de fisura

Al comparar los distintos perfiles de deformaciones transversales en el eje central de la pieza, podemos observar una diferencia notable en el caso de la armadura más dispersa (D6) y la armadura más concentrada (D12).

Si bien las deformaciones registradas en el modelo correspondiente a las armaduras de diámetro 6mm están en el entorno del 0.3%, una deformación de hasta el 0.7% puede observarse en el modelo con armaduras de diámetro 12mm.



Gráfica 4.8 Deformación en la dirección transversal principal 11 en especímenes M-D6 a M-D12

Limitación tensional de la armadura según la EHE [5]

Según la EHE, se recomienda limitar la deformación máxima en el acero de los tirantes al 0.2%. Lo que supone una limitación tensional a

$$\sigma_{sd} \leq 400N/mm^2$$

Sin embargo, en los modelos observados, la armadura sólo llegó a plastificar en el caso de la cuantía más repartida (M-D6), lo que significa que las armaduras de diámetro D8 y D12 nunca llegaron a una deformación mayor del 0.2%.

Distribución de la armadura

Aunque se ha observado que la distribución de la cuantía no es de gran influencia en la carga máxima o de fisuración, sí que se puede observar la importancia de una adecuada distribución de la armadura para el control de la apertura de fisura.

La mayoría de las normativas [5, 6] recomiendan la distribución de la armadura a lo largo de toda la zona traccionada, sin embargo, no se especifica una separación máxima entre barras.

Este problema se presenta como una futura línea de investigación a modo de campaña experimental.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1 CONCLUSIONES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Aunque el método de bielas y tirantes se estableció en los años ochenta, todavía existen temas de discusión abiertos.

- Coeficiente de eficiencia de las bielas

Aunque todas las normas coinciden en la reducción de la resistencia a compresión de las bielas en forma de botella, de hasta en un 40%, diversas investigaciones demuestran que dichos valores están demasiado del lado de la seguridad, sobre todo si se dispone de armadura transversal que controle la apertura de fisura y el fallo por splitting.

- Pendiente de dispersión de la compresión

Los valores de la pendiente de dispersión son muy dispares, no sólo entre distintas investigaciones, pero también entre normativas.

Para ilustrarlo con un ejemplo, tomando la pieza estudiada hasta el momento:

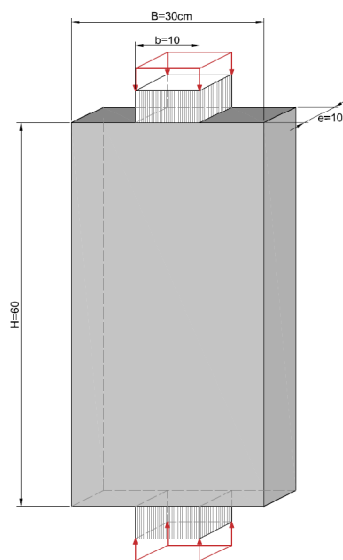


Figura 5.1 Especimen tipo

La EHE propone:

$$m = 2$$

El Eurocódigo propone:

$$m = \frac{2b}{b-a} = 3$$

En donde:

$b = 300$ (ancho de la pieza)

$a = 100$ (ancho de la placa de apoyo)

- Cuantía de armadura mínima

Prácticamente todas las fuentes recomendaron la disposición de una cuantía mínima de armadura, normalmente del 0.3%. Así bien, la mayoría de las fuentes también indican que el objetivo de dicha armadura es el control de la apertura de fisura en estado límite de servicio

y para asegurar un fallo dúctil, ya que la disposición de armadura no supone un incremento significativo de la resistencia de la biela; sobre todo en hormigones de resistencias bajas.

5.2 CONCLUSIONES A LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Tras una previa investigación del estado de la cuestión en cuanto a regiones D constituidas por cargas concentradas sobre macizos, se ha llevado a cabo un análisis numérico del problema.

Una vez obtenidos valores con un mínimo margen de error respecto a los ensayos de laboratorio, se ha llevado a cabo un estudio paramétrico respecto a dos variables; la proporción de la placa de carga respecto al ancho de la pieza, y la distribución de la armadura.

Proporción de la placa de carga respecto al ancho b/B

Como ya demostraban Sahoo et al. en 2009 [24], se ha observado la gran influencia de la proporción de la placa de apoyo respecto al ancho total de la pieza.

Se observó que el valor de la tensión transversal aumenta a medida que el ancho de la placa de apoyo disminuye. Una vez las proporciones disminuyen de $\frac{1}{4}$ de la pieza, la diferencia entre cargas últimas no es significativa, sin embargo, para proporciones de $\frac{1}{3}$ y mayores, se detectó una mejora considerable en el comportamiento de la biela en forma de botella.

Por tanto, dicho parámetro debería de ser uno de los factores determinantes en el diseño de zonas D constituidas por cargas concentradas sobre macizos.

Distribución de la cuantía de armadura

Aunque se ha observado que la distribución de la cuantía no es de gran influencia en la carga última o de fisuración, sí que se pudo observar una gran diferencia en los perfiles de deformación transversal en el eje central de la pieza, esto puede suponer de gran importancia para un adecuado control de la apertura de fisura.

En general, podemos observar cómo los modelos con la armadura más dispersa tuvieron un comportamiento más dúctil que aquellos con la armadura más concentrada.

La mayoría de las normativas [5, 6] recomiendan la distribución de la armadura a lo largo de toda la zona traccionada, sin embargo, no se especifica una separación máxima entre barras.

Una investigación más profunda podría llevarse a cabo al respecto del problema.

5.3 CONSLUSIONES A LA MODELIZACIÓN CON STRAUS7

El análisis numérico se realizó con el programa comercial Straus7, elegido por las circunstancias en las que la investigación se llevó a cabo.

Circunstancias de la investigación

La investigación se ha desarrollado en el extranjero. Encontrándose la autora sujeta a un contrato profesional a tiempo completo en la empresa *LEICHT Structural Engineering*, se tomó la decisión de utilizar el programa informático *Straus7*, del cual se goza de una licencia legal.

Straus7 ofrece un cálculo avanzado mediante elementos finitos. Siendo éste utilizado para el cálculo de los problemas más complejos en las oficinas de *LEICHT*, tales como placas de policarbonato multicapa, vidrio con doble curvatura conformado en frío, *form finding* para membranas en situaciones especiales, sometidas a complejas combinaciones de aire a presión y viento.

Limitaciones de Straus7

Sin embargo, no fue posible captar el comportamiento del hormigón en regiones D compuestas por cargas concentradas sobre macizos.

1. Hormigón fisurado

Fue imposible implementar la reducción de la resistencia del hormigón en función del aumento de las tensiones de tracción en la dirección ortogonal.

Éste es un factor determinante para reproducir una biela en forma de botella, en la que la tensión de tracción transversal es el parámetro principal en el comportamiento de la pieza.

2. Criterio de rotura

El programa mostró grandes deficiencias en cuanto a la determinación del criterio de rotura para materiales de comportamiento elástico-plástico.

Los únicos criterios implementados en el programa son *Mohr Coulomb* y *Drucker Prager*. Sin embargo, éste los considera como criterios aplicables al comportamiento de terrenos. Siendo las únicas variables disponibles el coeficiente de fricción y el ángulo de rozamiento. Por tanto, no fue posible la implementación de la ecuación constitutiva del hormigón junto con un criterio de rotura típico de un material elástico-plástico.

3. Hormigón bajo la placa de carga

Las elevadas deformaciones en etapas muy tempranas llevaban al modelo a un colapso prematuro. Por ello, un material lineal, sin criterio de rotura alguno, tuvo que ser definido bajo la placa de carga; de éste modo fue posible la reproducción del fallo de la biela en forma de botella.

Todas estas limitaciones llevaron a una complejidad muy elevada del modelo, donde tres tipos de hormigón tuvieron que ser diferenciados. Para ello, dos ecuaciones constitutivas tuvieron que ser definidas para cada calidad de hormigón, y un cálculo previo tuvo que llevarse a cabo para la determinación de las áreas correspondientes a cada tipo de hormigón.

Todo ello demuestra las limitaciones de los programas comerciales, que, aunque en un principio parecen ofrecer grandes prestaciones en el campo profesional, carecen de herramientas esenciales en el campo de la investigación.

5.4 FUTURAS LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

A continuación se indican las posibles líneas de trabajo futuro en relación al presente estudio.

- Estudio de zonas D constituidas por cargas concentradas sobre macizos en el caso tridimensional.
Aunque el estudio bidimensional impera entre la bibliografía, el estudio tridimensional del problema es de gran interés, ya que está presente en edificación, en el caso de cabezas de pilas de puentes y los anclajes de armaduras postesas.
- Una campaña experimental con el objetivo de comprobar la abertura de la fisura central en función de distintas cuantías y distribuciones, dado que a partir del estudio numérico no es posible extraer datos tales como la apertura de fisura.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Miguel et al. : Proyecto de estructuras de hormigón mediante el Método de las Bielas y Tirantes. Ediciones VJ. Valencia. 2009
- [2] Calavera J: Una novedad en la EHE: el método de bielas y tirantes. Cuadernos ITEMAC nº34. Madrid. 1999
- [3] ACHE Comisión 1, Grupo de trabajo 1/3: Método de bielas y tirantes. Monografía M-6. ACHE D.L. Madrid. 2003
- [4] Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures. State-of-art report. Boletín 45. International Federation for Structural Concrete (*fib*), ISBN 978-2-88394-085-7, June 2008
- [5] Instrucción de hormigón estructural EHE-08. Ministerio de Fomento. Madrid. 2008
- [6] Eurocode 2: EN 1992-1-1:2004:E. European committee for standardization, 2004
- [7] ACI 318S-08. American Concrete Institute. 2008
- [8] J. Schlaich, K. Schäfer, K. & M. Jeñewein. Towards a consistent design of structural concrete. PCI Journal 32(3) (1987) 74-150
- [9] J. Schlaich and K. Schäfer. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. The Structural Engineer, 1991, Vol. 69, No. 6, 110-125
- [10] P. Adebar, D. Kuchma, M. P. Collins: Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Exprimetal Study. ACI Structural Journal. 1990
- [11] P. Adebar, Z. Zhou: Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete. 1993
- [12] Brown M. D., Sankovich C. L., Bayrak O. and Jirsa J. O. Behaviour and efficiency of bottle-shaped struts. ACI Structural Journal, 2006, 103, No. 3, 348-355
- [13] D. K. Sahoo, R. K. Gautam, B. Singh and P. Bhargava. Strength and deformation characteristics of bottle-shaped struts. Magazine of Concrete Research, Vol. 60 Nº2 PAG: 137-144 YEAR: March2008
- [14] D. K. Sahoo, B. Singh and P. Bhargava. An appraisal of the ACI strut efficiency factors. Magazine of Concrete Research Vol: 61 Nº:6 Pag: 445-456 Year: August2009

- [15] Stephen J. Foster: Design of Non-Flexural Members for Shear. Cement and Concrete Composites. Nº:20 Pag: 465-475 Year: 1998
- [16] Peter Marti: Basic tools of reinforced concrete design. ACI Journal Num. 82-4 Pag: 46-56 Year: Jan-Feb 1985
- [17] Yun, Y. M. Ramírez, J. A., Strength of struts and nodes in strut-tie model. ASCE Journal of Structural Engineering. Num. 122(1) AÑO: 1996 PAG 20-29
- [18] Vecchio, Frank J., and Collins, Michael P. "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear". ACI Journal, Proceedings V. 83, Nº: 2, Pag: 219-231. Year: Mar-Apr 1986
- [19] Brown M. D. and Bayrak O. Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts. ACI Structural Journal, Nº: 103 Pag: 813-821 Year: 2006
- [20] Dipak Kumar Sahoo, Bhupinder Singh, and Pradeep Bhargava. Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts. Discussion. ACI Structural Journal Nº: 104-5. Pag: 642-643 Year: 2007
- [21] Michael W. Braestrup. Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts. Discussion. ACI Structural Journal Nº 104-5. Pag. 643-643 Year: 2007
- [22] Sung-Chul Chun, Taehun Ha, Sung-Gul Hong, and Bohwan Oh. Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts. Discussion. ACI Structural Journal Nº 104-5. Pag. 643-644 Year: 2007
- [23] Schlaich, J., and Weischede, D., 1982, "Detailing of Concrete Structures," Bulletin d'Información 150, Comité Euro-Internacional du Béton, Paris, 163 pp.
- [24] D. K. Sahoo, B. Singh, P. Bhargava. Investigation of Dispersion of Compression in Bottle-Shaped Struts. ACI Structural Journal Nº 106. Pag: 178-186. Year: March-April 2009.
- [25] D. K. Sahoo, B. Singh, P. Bhargava. Minimum Reinforcement for Preventing Splitting Failure in Bottle-Shaped Struts, ACI Structural Journal Nº 108, Vol: 2 Pag:206-216 Year: March-April 2011.
- [26] A. Windisch. Investigation of Dispersion of Compression in Bottle-Shaped Struts. Discussion. ACI Structural Journal Nº 107. Pag: 124-126. Year: Jan- Feb 2010
- [27] Straus7 Software. Using Straus7. Edition 2. G+D Computing Pty Ltd. Sydney, 2002. ISBN 0-646-37288-2

- [28] Straus7 Software. Theoretical Manual. Edition 1. G+D Computing Pty Ltd. Sydney, 2004. ISBN 0-957-73455-7
- [29] Código Modelo 2010. Boletín 65. Special activity group 5. International Federation for Structural Concrete (*fib*). ISBN 978-2-88394-105-2, March 2012