



**UNIVERSITAT  
JAUME•I**

**ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA I CIÈNCIES  
EXPERIMENTALS GRADO EN INGENIERÍA EN  
TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES**

***ANÁLISIS NUMÉRICO EXPERIMENTAL  
DE DIFERENTES SOLUCIONES  
ESTRUCTURALES A BASE DE PILARES  
MIXTOS DE DOBLE PIEL***

**TRABAJO FIN DE GRADO**

*AUTOR*

**Diego Forcano Llácer**

*DIRECTORA*

**Ana Piquer Vicent**

*CO- DIRECTOR*

**David Hernandez Figueirido**

Castellón, Septiembre de 2016



Agradecer por todos estos meses de trabajo conjunto a los componentes del grupo de  
Estructuras Mixtas de la Universitat Jaume I

En especial a Ana Piquer por su dedicación y disponibilidad.



## RESUMEN DEL PROYECTO

El objetivo principal del trabajo es evaluar mediante un proceso experimental, si los modelos teóricos sobre los pilares de doble piel desarrollados por el Eurocódigo 4 (EC4) son válidos.

Para conseguir el objetivo del proyecto se ha estudiado el comportamiento de diferentes soluciones de perfiles de doble piel hormigón-acero-hormigón, con diferentes configuraciones: rectangulares-circulares, cuadradas-circulares, cuadradas-rectangulares, circulares-circulares. Se estudiarán hormigones con diferente resistencia. Algunas de las soluciones son contempladas por la Norma vigente en Europa, el Eurocódigo 4 (EC4), y otras de ellas que no están cubiertas por dicho reglamento. De estas últimas se encuentran, a día de hoy, pocos o ningún ensayo de estas soluciones innovadoras.

De manera que el proyecto consta de una parte experimental y de una parte de estudio a partir de los resultados de la fase experimental.

En la parte experimental se han ensayado los perfiles de acero y hormigón anteriormente citados. Los ensayos se han realizado sobre perfiles con un largo y ancho fijado variando su espesor. Además para cada configuración se han realizado ensayos a compresión para diferentes excentricidades. Respecto al hormigón se han utilizado hormigones de diferente resistencias características (algunas no contempladas por la norma).

Con los resultados de los ensayos se han obtenido las curvas de interacción seccional (usadas en el EC4) observando cómo se comportan los pilares ensayados. De esta manera se ha comparado el comportamiento teórico de los pilares, predicho por la norma, con su comportamiento real.

## ABREVIATURAS

Abreviaturas	Significado
CFST	Concrete Filled Steel Tube
CFDSST	Concrete Filled Double Skin Steel Tube
CHS	Circular hollow section
SHS	Square hollow section
RHS	Rectangular hollow section
HAR	Hormigón Alta Resistencia
NRS	None Rectangular Sections

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Secciones transversales Vigas y Pilares Mixtos.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2. Perfiles en I completamente embebidos. Parcialmente embebidos. Dos perfiles en I. ....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3. Perfil CFST rectangular y perfil CFST circular. ....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 4. Diferentes perfiles CFDSST.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 5. Secciones mixtas más utilizadas en columnas.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 6. Monoposte transporte de electricidad.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 7. Evolución del hormigón a compresión.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 8. Evolución del proceso de fallo del hormigón.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 9. Evolución del hormigón a compresión.2.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 10. Diagrama de cálculo del hormigón.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 11. Proceso de conformado de los perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección. ..</i>	<i>35</i>
<i>Figura 12. Estados de compresión. ....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 13. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 14. Confinamiento en secciones circulares (a) y cuadradas (b). ....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 15. Mecanismos de adherencia.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 16. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos. ....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 17. Clasificación de la sección transversal.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 18. Tipologías pilares mixtos. ....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 19. Pandeo local del tubo estructural. Forma de pandeo en caso de estar vacío y relleno de hormigón. ....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 20. M-N Curva de interacción para flexión en un solo plano. ....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 21. Bloques de tensiones de diferentes puntos de la curva de interacción. Sección embebida en hormigón. ....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 22. Pilar sometido a cargas excéntricas.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 23. Curva de interacción para un pilar flexo-comprimido.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 24. Resistencia de la sección sometida a compresión y flexión en dos planos. ....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 25. Secciones finales. ....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 26. Curvas de esfuerzo-deformación del acero y el hormigón a tracción y compresión.....</i>	<i>81</i>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Combinación de secciones. ....	25
Tabla 2. Tipos de cemento. ....	31
Tabla 3. Valores de Kh ....	31
Tabla 4. Relación Acero, espesor y temperatura del ensayo Charpy. ....	36
Tabla 5. Coeficientes parciales de seguridad para las resistencias y las propiedades de los materiales en las combinaciones fundamentales.....	52
Tabla 6. Relación D/t de los pilares del proyecto. ....	61
Tabla 7. Dosificación, por m <sup>3</sup> , empleada para los diferentes hormigones. ....	62
Tabla 8. Resumen de resultados de los ensayos de hormigón. ....	78
Tabla 9. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-C/108.....	80
Tabla 10. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-R/100.80(Débil). ....	82
Tabla 11. Resultados obtenidos para la configuración S/175.175-C/108. ....	83
Tabla 12. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-R/100.80 (Fuerte). ....	85
Tabla 13. Resultados obtenido para la configuración C/219,1-C/101,6. ....	86
Tabla 14. Presupuesto pilar 50.59-30-25. ....	102
Tabla 15. Presupuesto pilar 52.82-30-25. ....	103
Tabla 16. Presupuesto pilar 50.88-30-25. ....	104
Tabla 17. Presupuesto pilar hormigón armado. ....	106
Tabla 18. Resumen presupuesto de pilares.....	107

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Materia prima tarada. ....	62
Ilustración 2. Tubos de 6 metros forma rectangular.....	64
Ilustración 3. Proceso de cortado de los pilares de 6 m en la tronadora.....	65
Ilustración 4. Soldadura de los perfiles de acero.....	65
Ilustración 5. Marcado de los pilares. ....	66
Ilustración 6. Pórtico vertical. Ibertest. ....	71
Ilustración 7. Croquis del pórtico horizontal. ....	72
Ilustración 8. Pórtico horizontal.....	73
Ilustración 9. Nueva distribución del pórtico. ....	74
Ilustración 10. Control de las excentricidades.....	75
Ilustración 11. Sistema de control del pórtico horizontal.....	76
Ilustración 12. Edificio propuesto a estudio. ....	101

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-C/108. ....	80
Gráfico 2. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-R/100.80 (Débil). ....	82
Gráfico 3. Momento frente a fuerza de compresión para S/175.175-C/108 .....	84
Gráfico 4. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-R/100.80 (Fuerte). ....	86
Gráfico 5. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-C/101,6. ....	87
Gráfico 6. Axil vs Momento: Ensayos de pilares con hormigón de 30 MPa. ....	88
Gráfico 7. Axil vs Momento: Ensayos de pilares con hormigón de 90 MPa. ....	89
Gráfico 8. Comparación C/219.1-C/108 con la norma. ....	90
Gráfico 9. Comparación C/219.1-C/101.6 con la norma. ....	91
Gráfico 10. C/219.1-C/108 30 MPa. ....	92
Gráfico 11. C/219.1-C/108 90 MPa. ....	93
Gráfico 12. C/219.1-C/101.6 30 MPa. ....	94
Gráfico 13. Nexp vs Aacero 30 MPa. ....	96
Gráfico 14. Nexp vs Aacero 90 MPa. ....	97
Gráfico 15. Nexp vs Ahorm 30 MPa. ....	98
Gráfico 16. Nexp vs Ahorm 90 MPa. ....	99



# INDICE DEL PROYECTO

<b>RESUMEN DEL PROYECTO .....</b>	<b>5</b>
<b>ABREVIATURAS .....</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>7</b>
<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....</b>	<b>7</b>
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS .....</b>	<b>8</b>
<b>INDICE DEL PROYECTO.....</b>	<b>9</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA DE LAS ESTRUCTURAS MIXTAS .....</b>	<b>11</b>
<b>2. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>13</b>
<b>3. ESTRUCTURAS MIXTAS.....</b>	<b>18</b>
3.1. TIPOS DE PILARES MIXTOS .....	18
3.1.1. Pilar a base de secciones abiertas parcial o completamente embebidas en hormigón. ....	19
3.1.2. Pilar a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón (CFST) .....	19
3.1.3. Pilar a base de secciones huecas rellenas de hormigón y otra sección de acero (CFDSST) .....	22
3.2. SECCIONES DE DOBLE TUBO .....	25
3.3. EJEMPLOS DE USO. APLICACIÓN .....	26
<b>4. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>27</b>
4.1. HORMIGÓN .....	27
4.1.1. Retracción del hormigón .....	30
4.1.2. Fluencia.....	32
4.1.3. Coeficiente de Poisson.....	32
4.1.4. Diagrama de comportamiento .....	33
4.2. ACERO .....	35
4.3. COMPORTAMIENTO CONJUNTO .....	37
4.3.1. Confinamiento .....	38
4.3.2. Adherencia.....	39
4.3.3. Ductilidad.....	40
4.3.4. Pandeo local .....	40
<b>5. NORMATIVA EUROPEA: EUROCÓDIGO EC4 .....</b>	<b>43</b>
5.1. <i>DEFINICIÓN</i> .....	44
5.2. <i>MÉTODOS DE CÁLCULO</i> .....	44
5.2.1. Pandeo local .....	45
5.3. <i>MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO</i> .....	46
5.4. <i>RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL</i> .....	48
5.5. <i>RESISTENCIA A PANDEO DE UNA PIEZA</i> .....	49
5.6. <i>RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL SOMETIDA A AXIL Y MOMENTO FLECTOR</i> .....	50
5.7. <i>MOMENTOS FLECTORES DE SEGUNDO ORDEN</i> .....	53
5.8. <i>LA INLFUENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE</i> .....	54
5.9. <i>RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A COMPRESIÓN AXIL Y FLECTOR EN UN SOLO PLANO</i>	55
5.10. <i>RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A COMPRESIÓN AXIL Y FLECTOR EN DOS PLANOS</i> ...	56

<b>6.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>58</b>
6.1.	JUSTIFICACIÓN .....	58
6.2.	SELECCIÓN DE PARÁMETROS DEL EXPERIMENTO .....	58
6.2.1.	LONGITUD.....	59
6.2.2.	MATERIALES .....	59
6.2.2.1.	Hormigón.....	59
6.2.2.2.	Acero.....	59
6.2.3.	GEOMETRÍA .....	60
6.2.4.	EXCENRICIDAD APLICADA .....	61
6.3.	PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES .....	62
6.3.1.	HORMIGÓN.....	62
6.3.2.	ACERO.....	64
6.3.3.	LLENADO DEL PILAR Y CONTROL DE SU GEOMETRÍA. ....	65
6.4.	ESPECÍMENES A ENSAYAR .....	67
6.5.	BANCOS DE ENSAYO. ....	71
6.5.1.	PÓRTICO VERTICAL .....	71
6.5.2.	PÓRTICO HORIZONTAL.....	72
6.5.2.1.	CONTROL DE LAS EXCENRICIDADES.....	75
6.5.2.2.	CAPTURA DE DATOS. SOFTWARE. ....	76
<b>7.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>78</b>
7.1.	CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN .....	78
7.2.	PILARES CON MISMA GEOMETRÍA PERO DIFERENTE TIPO DE HORMIGÓN .....	79
7.2.1.	C/219,1-C/108 .....	79
7.2.2.	C/219,1-R/100.80 .....	81
7.2.3.	S/175.175-C/108.....	83
7.2.4.	C/219.1-R/100.80 (Fuerte).....	85
7.2.5.	C/219.1-C/101,6 .....	86
7.3.	PILARES CON MISMO HORMIGÓN PERO DIFERENTE GEOMETRÍA. ....	88
7.3.1.	HORMIGÓN 30 MPa. ....	88
7.3.2.	HORMIGÓN 90 MPa. ....	89
7.4.	COMPARACIÓN CIRCULAR-CIRCULAR EXPERIMENTAL FRENTE A TEÓRICO.....	90
7.4.1.	RATIO $N_{exp}/N_{ec4}$ para C/219.1-C/108 .....	90
7.4.2.	RATIO $N_{exp}/N_{ec4}$ para C/219.1-C/101.6 .....	91
7.4.3.	COMPARACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL C/219.1-C/108.....	92
7.4.4.	COMPARACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL C/219.1-C/101.6.....	94
7.5.	INFLUENCIA DE LAS ÁREAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES.....	96
7.5.1.	INFLUENCIA DEL ÁREA DE ACERO.....	96
7.5.2.	INFLUENCIA DEL ÁREA DE HORMIGÓN.....	98
<b>8.</b>	<b>ESTUDIO ECONÓMICO .....</b>	<b>101</b>
<b>9.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>108</b>
<b>10.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>110</b>

## 1. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA DE LAS ESTRUCTURAS MIXTAS

El acero corrugado, antecesor de la chapa de acero actual, fue patentado en 1829. La idea de dar forma al acero en delgadas láminas con ondulaciones que le aportan rigidez la tuvo Henry Robinson Palmer. No obstante, las losas mixtas, que están formadas por una chapa de acero conformada en frío, usada como encofrado durante la construcción de la losa; capaz de soportar el hormigón vertido, la armadura metálica y las cargas de ejecución; que funciona solidariamente con el hormigón, no aparecieron hasta finales de la década de 1930 para sustituir las losas de hormigón armado, ya que de esta forma se reducía el peso total de una manera considerable.

En los comienzos se asumieron ciertos criterios que simplificaban la interacción de la losa de hormigón y la viga de acero. Las estructuras no se podían considerar mixtas ya que simplemente se disponían las secciones parciales de acero y hormigón sin elementos conectadores. Los soportes metálicos se recubrían de hormigón como protección frente al fuego, y se despreciaba la resistencia del hormigón hasta el punto que los soportes metálicos solo eran diseñados para resistir el peso del hormigón, por su buena protección frente al fuego.

Es en 1.950 cuando por primera vez en San Luis (EE.UU.) se patenta un sistema mixto chapa hormigón. En este sistema para conseguir la adherencia entre los dos elementos incorpora una serie de hilos de acero soldados transversalmente a la chapa.

En 1959 aparecieron algunas normas, como la norma BS449 de Gran Bretaña, los estudios experimentales desarrollados por diversos autores en Inglaterra así como lo diversos artículos aparecidos en revistas especializadas dieron pie a publicaciones en España en 1966 [1], donde apareció la primera obra dedicada íntegramente a la construcción mixta. En dicha publicación se propone el cálculo de las estructuras mixtas mediante un método sencillo aproximado, utilizando tablas para hacer que los cálculos fueran aproximados y rápidos.

Los estudios teóricos y experimentales desarrollados en años posteriores condujeron a la aparición en nuestro país de modernas técnicas de cálculo de fatiga, las cuales relegan a los métodos antiguos a la comprobación en servicio.

La laboriosidad del cálculo, no sólo debida a la geometría de las secciones, sino también a la complejidad del análisis elástico y la presencia de los efectos reológicos del hormigón, desvían el interés de los proyectistas hacia el campo de las estructuras metálicas o de hormigón; pero la racionalidad de costes que supone la construcción mixta frente a las anteriores hace que se utilice este tipo de estructura.

Desde finales de los años 80 y fundamentalmente a principios de los 90, utilizando directrices francesas recogidas en “Avis Technique” , al ser considerado un sistema no tradicional, se postula la necesidad de efectuar un análisis en servicio además del análisis de rotura. Proponiéndose métodos y valores recomendables relacionados con resultados de ensayos como limitativos de las acciones o cargas a considerar en el cálculo, llevándose las principales conclusiones al Eurocódigo n<sup>o</sup> 4 que se incorpora a España en el año 1994 como ENV1994. Actualmente de esta pre-norma existe una versión del año 2002.

## 2. ESTADO DEL ARTE

A continuación vamos a ver los trabajos durante años sobre el tema de los CFDSST (Concrete Filled Double Skin Steel Tube).

Los primeros artículos sobre este tema aparecen a partir del 2003 donde encontramos el primero de ellos con "*Development in the research of concrete filled double-skin steel tubes*" [2] realizado por Tao, Z., Han, L.-H.

A causa del creciente interés que recibieron los pilares CFDSST en la década de los noventa, se empezó a estudiar este tipo de perfiles. En este artículo se puede encontrar la necesidad que hay de estudiar más este tipo de estructuras, de empezar con la investigación, no se encuentran más artículos hasta el año 2005.

En 2005 continúan con dos estudios, el primero de ellos realizado por Huang, H, Tao, Han, L.-H, con el título "*Mechanics behavior of concrete-filled double skin steel tubular members subjected to monotonic and cyclic loading*" [3], en este artículo dos tipos de CFDSST son estudiados.

El primer tipo que se estudia es con un acero CHS (Circular Hollow Section), comentado anteriormente, dentro, y un perfil SHS (Square Hollow Section) en la parte de fuera. El otro tipo de pilares utilizados en este estudio es con ambos pilares de acero de tipo CHS.

Se investiga en este estudio la relación de carga axial, relación de la sección hueca, relación de esbeltez y excentricidad. Se presentan modelos con la finalidad de predecir la capacidad de aguante de carga que tienen los componentes.

Los resultados de los test son parecidos a los modelos teóricos.

El Segundo estudio del año 2005 realizado por Tao, Z., Duan, H.-F., Han, L.-H. , con el título "*Preliminary investigation into behavior of beam-columns of concrete filled double skin rectangular hollow sections*" [4], el cual consiste en reconocer a los CFDSST como si fueran los antiguos CFST , nos explica que los CFDSST consisten en dos tubos de acero concéntrico, con hormigón en medio, nos explica que hay diferentes geometrías para los tubos de acero , CHS, RHS y SHS.

En el artículo se concluye que las columnas CFDSST tienen al menos las mismas características que las columnas tradicionales CFST, aunque los primeros perfiles son de menor peso, mayor rigidez a la flexión y mejor rendimiento cíclico, por lo que a priori se consideran mejores.

Además los pilares CFDSST tienen una mayor capacidad de resistencia al fuego que los CFST, debido a que los tubos internos de acero están protegidos del fuego gracias a la capa de hormigón intermedia.

Así, en el pasado, en los estudios previos a Tao habían sido con tubos circulares o cuadrados de acero, sin embargo ningún estudio comentado había investigado con profundidad los tubos de

acero rectangulares, los cuales tienen un comportamiento más favorable cuando tenemos un gran momento de flexión en su eje mayor.

En este artículo, el segundo del año 2005, se ha estudiado el comportamiento de las columnas CFDSST con tubos rectangulares de acero. Se presentan los modelos teóricos para hallar los valores que estos perfiles deberían soportar.

El estudio correspondiente al año 2006 fue hecho por Huang, H., Han, L., Tao, Z., con el título *“Load-displacement hysteretic behavior of concrete filled double skin (CHS inner and SHS outer) steel tubular columns”* [5], consiste en el estudio experimental de 12 columnas CFDSST con un tubo CHS interior y un tubo SHS exterior. El estudio también incorpora el estudio de 4 pilares CFST.

En este estudio se presta principal atención a la relación de compresión axial y la relación de la sección hueca. Los resultados muestran que las curvas de histéresis de las columnas son buenas. Las columnas CFDSST y las CFST tienen un incremento significativo de la ductilidad de la camisa exterior. Con el incremento del nivel de carga axial, la rigidez a flexión inicial aumenta, pero la misma se degrada rápidamente.

Las comparaciones fueron hechas con rigidez a la flexión predicha por los códigos existentes para las columnas CFDSST.

Las curvas de la carga lateral frente al desplazamiento lateral de los CFDSST se obtuvieron como se esperaba.

En el artículo se presenta un análisis paramétrico. Está realizado como se ha comentado viendo la carga lateral, respecto al desplazamiento lateral, los parámetros de ensayo incluyen: el nivel de compresión axial, relación de la sección hueca, relación de esbeltez, relación de acero, resistencia de los materiales.

Por su parte en 2007 *“A study on the behavior of concrete-filled double skin steel tubular columns of octagon section under axial compression”* [6] realizado por J. Yang, Xu, H.b, Peng, en resumen el estudio está basado en pilares CFDSST donde el tubo de acero exterior posee una geometría octogonal y el tubo interior circular.

En este trabajo se realizaron estudios teóricos para estudiar el comportamiento de las secciones CFDSST con el tubo exterior octogonal sujetos a compresión axial, y se obtuvieron tanto las curvas de carga-deformación de los pilares, como la capacidad de aguante de carga.

Se encontró que la capacidad de carga de las columnas con perfiles de acero octogonal en el exterior era mayor que con perfiles cuadrados, un poco menos que con perfiles circulares.

También incluye que la capacidad de carga de los componentes está relacionada con el ratio entre la longitud del borde recto y la del borde biselado del octágono.

Los resultados se obtuvieron mediante el software ANSYS, el cual simula el comportamiento de los pilares mediante el método de elementos finitos, los cuales fueron los esperados, ya que se compararon con los resultados teóricos.

En 2008, "*Behavior of concrete filled double skin steel tubular columns with octagon section under axial compression*" [7] un estudio realizado por Yang, J., Xu, H., Peng, G., se proponen varios tipos de CFDSST con geometrías circulares o cuadradas, aunque también se propone una geometría octogonal para el exterior en algunos tubos.

Se investigó el comportamiento teórico que tienen los CFDSST con la geometría octogonal en el exterior y se obtuvieron algunas curvas de tensión deformación de los tubos de acero con el hormigón confinado.

Se indica que la capacidad de carga de las columnas con sección octogonal es mayor que la de sección cuadrada, y es menor que con la sección circular, y la capacidad de carga de los componentes está relacionada con la relación entre el lado recto a la biselada.

Basándose en la relación de tensión-deformación, un par de análisis numéricos fueron realizados utilizando el software de elementos finitos ANSYS.

Por último, una fórmula simplificada de cálculo se propone en el documento. Los resultados numéricos se muestran de acuerdo con los resultados experimentales y las soluciones matemáticas.

En 2009, "*Analysis about the mechanics of concrete-filled double skin steel tubular columns with octagon section under axial compression by experiment*" [8], realizado por Xia, L.-T., Xu, H.-Y., Yu, B.-Z. el artículo estudia el comportamiento de los CFDSST con una sección ortogonal, como se ha visto en los años anteriores, sometido a cargas axiales a compresión.

Después de analizarlo, se observa que cuando se llega al 75% de la carga de rotura, la tensión en el núcleo de hormigón, la tensión en el tubo interior y exterior, están en la misma situación.

Se estudió que antes de que el núcleo de cemento llegara a dañarse, en el tubo interior y el exterior no había pandeo.

Comparando con el otro tipo de perfiles CFDSST existentes, los factores que afectan a la carga máxima son: la cantidad de acero, relación de los huecos, la relación de la zona lateral de bisel a la recta.

En 2014, "*Finite element modelling of concrete-filled lean duplex stainless steel tubular stub columns*" [9], realizado por Patton, M.L, Singh, K.D, presenta un estudio de los elementos finitos sobre los CFDSST de secciones NRS( No Rectangular Sections), secciones que se hayan frente a cargas axiales puras de compresión.

Se ha presentado que el efecto seccional el hormigón como la resistencia a compresión del mismo, es igual al acero teniendo en cuenta que el consumo de acero es igual (es decir, el área seccional de ambos es igual) tanto en geometrías cuadradas como NRS.

En las columnas CFDSST, la deformación axial en la carga última disminuye al aumentar la resistencia del hormigón, pero aumenta a medida que la sección cambia de forma.

Para hormigones con resistencia menor a 40 MPa tienen valores de cargas similares o un poco mejores que la sección cuadrada representativa.

Para hormigones con resistencia mayor a 40 MPa, tienen valores menores de carga con respecto a la sección cuadrada representativa.

En resumen, podemos indicar que los estudios realizados sobre CFDSST son escasos. De entre ellos 7 han sido estudios numéricos, mientras que sólo 1 era experimental. Se han llegado a contabilizar 16 pilares ensayados.

Se concluye, por tanto que el estudio experimental de este tipo de pilares es novedoso y puede aportar avances en el ámbito de los pilares mixtos.





### 3. ESTRUCTURAS MIXTAS

En el Eurocodigo 4 se define la estructura mixta como un elemento estructural compuesto por dos componentes, hormigón y acero estructural o en frío, interconectada, si fuera necesario, por conectadores para poder limitar el desplazamiento longitudinal entre ambos componentes, y también evitar que los componentes se despeguen uno del otro.

La diferencia principal entre las estructuras mixtas y otras estructuras convencionales es que en las estructuras mixtas la unión entre el acero y el hormigón debe de asegurar una resistencia y rigidez lo suficientemente fuertes como para poder calcular ambos componentes como si de uno solo se trataran. Estas estructuras tienen un mejor comportamiento uniendo ambos componentes que trabajando cada uno por separado.

Con este tipo de estructura se pueden obtener tanto vigas como pilares aunque este trabajo se va a centrar en los pilares mixtos.

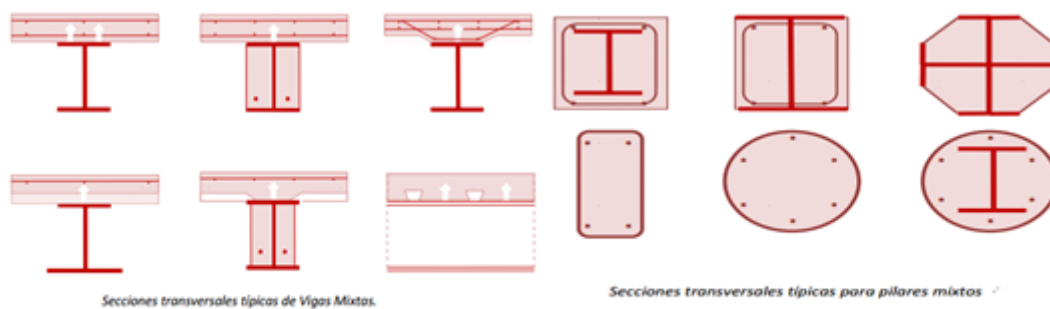


Figura 1. Secciones transversales Vigas y Pilares Mixtos

#### 3.1. TIPOS DE PILARES MIXTOS

Las columnas mixtas, como hemos comentado anteriormente, son unas columnas formadas por hormigón y acero que reúnen las ventajas de ambos materiales. Son más dúctiles que las estructuras de hormigón armado y mediante las técnicas utilizadas en las estructuras de acero se pueden conseguir uniones de estas. El hormigón como veremos más adelante, aparte de dar más capacidad de soportar cargas, proporciona a las columnas mixtas una mayor resistencia al fuego.

Encontramos tres tipos de pilares mixtos:

### 3.1.1. *Pilar a base de secciones abiertas parcial o completamente embebidas en hormigón.*

Pilares parcialmente embebidos están formados por perfiles de acero I o H, con el espacio que queda libre relleno de hormigón. En los pilares que están completamente embebidos, la sección entera de acero se encuentra dentro del hormigón con un recubrimiento mínimo en todo su contorno.

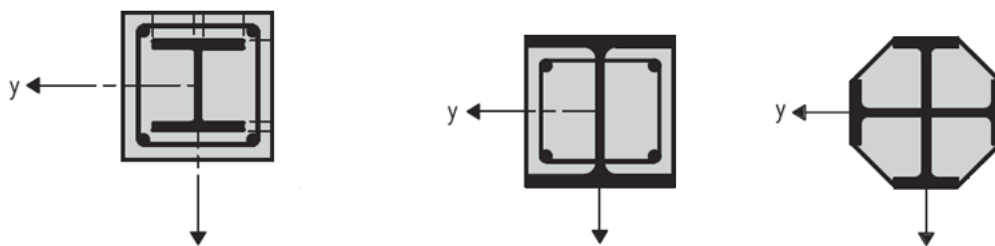


Figura 2. Perfiles en I completamente embebidos. Parcialmente embebidos. Dos perfiles en I.

### 3.1.2. *Pilar a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón (CFST)*

Este tipo de pilares construidos a partir de rellenar perfiles tubulares de acero con hormigón, son otro tipo de estructuras mixtas. Las secciones huecas rellenas de hormigón pueden ser de muchos tipos, circulares, rectangulares, ovaladas...El hormigón se encarga de rellenar la sección del acero y al mismo tiempo su resistencia a compresión se ve notablemente incrementada debido a su confinamiento.

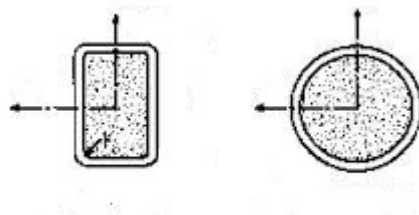


Figura 3. Perfil CFST rectangular y perfil CFST circular.

Antes de continuar hablando de los pilares del estudio, pilares a base de secciones huecas rellenas de hormigón y otra sección de acero, vamos a explicar las ventajas que tienen los perfiles formados por tubo de acero rellenos de hormigón, Concrete Filled Steel Tube (CFST) sobre las columnas metálicas tradicionales o de hormigón armado.

Las ventajas de este tipo de pilares son las siguientes:

- El hormigón interior en los CFST proporciona una mayor solidez y capacidad portante a la sección metálica, por tanto, en los elementos esbeltos se pueden soportar cargas elevadas sin necesidad de aumentar las dimensiones seccionales. Además, el hormigón de relleno previene el pandeo local del tubo de acero.
- El tubo exterior proporciona confinamiento pasivo al hormigón, incrementando su capacidad de carga. Asimismo, el hormigón está siempre protegido por el perfil metálico que le previene de la disgregación del hormigón, aunque se alcance la carga última.
- Comparando con pilares metálicos, las columnas CFST presentan una mayor ductilidad y energía de absorción frente a cargas sísmicas.
- Para una misma carga, se necesita menos sección de las columnas CFST que de los pilares metálicos, por tanto se dispone de mayor superficie útil por planta.
- Al tener secciones más pequeñas para una misma carga, podemos decir que los costes de las protecciones externas, pintura o protección contra el fuego, son menores.
- El tubo de acero sirve al mismo tiempo de encofrado permanente del núcleo de hormigón y de refuerzo externo del mismo.
- Los tiempos de montaje y de espera en la construcción de columnas CFST son menores que con las columnas convencionales.
- El tubo de acero, antes de introducir el hormigón, ya es capaz de soportar cargas construcción.
- El núcleo de hormigón proporciona una alta resistencia al fuego en este tipo de columnas.

Por todas las ventajas comentadas anteriormente, ventajas estructurales, estéticas y económicas que poseen, los ingenieros y arquitectos prefieren escoger las columnas rellenas de hormigón.

Los pilares CFST son de entre los pilares mixtos los que más han sido estudiados, especialmente los tubos circulares y rectangulares rellenos. La geometría que admiten este tipo de pilares es mucho más amplia. Una de las geometrías derivadas de los CFST son los pilares de doble piel, objeto de este trabajo y que explicaré en el siguiente apartado.

### 3.1.3. Pilar a base de secciones huecas rellenas de hormigón y otra sección de acero (CFDSST)

Estos pilares están formados por la combinación de dos perfiles tubulares de acero, rellenos de hormigón en el hueco que hay entre ambos.

En este tipo de pilares los perfiles tubulares de acero pueden ser de muchos tipos; circulares, rectangulares, cuadrados...

El cambio con respecto a los pilares totalmente rellenos de hormigón es que ahora, dentro de la sección tenemos parte de hormigón, otra sección de acero y un espacio hueco. No es todo hormigón.

Estos pilares tienen excelentes propiedades resistentes ante acciones sísmicas como son una alta resistencia, alta ductilidad y una buena absorción de energía. Además, se reduce el peso de los pilares, debido al hueco existente en el interior del pilar.



Figura 4. Diferentes perfiles CFDSST

Una vez presentados los pilares a estudiar, vamos a explicar las diferencias entre estos pilares y los CFST:

- La columna CFDSST tiene menor peso propio, por tanto los costes en cimentación disminuyen a la hora de crear la estructura.
- Al ser una sección más pequeña, aumenta el espacio útil por planta en edificación, y se reducen los costes de protección externa del tubo exterior.
- Se pueden construir elementos más esbeltos, gracias a que las CFDSST poseen una mayor estabilidad global, esto es debido a que los dos tubos concéntricos con hormigón entre ellos proporcionan una mayor rigidez a flexión sobre la columna.
- El hormigón, con su gran capacidad contra el fuego, protege también al tubo interior de acero, por ello la resistencia al fuego es aún mayor en este tipo de pilares, ya que éste debe atravesar 3 materiales antes de llegar al interior.
- Buena respuesta a cargas cíclicas.
- La presencia del hormigón y los tubos concéntricos hace que la capacidad de absorción de la energía y su ductilidad sean mayores.
- Por el confinamiento pasivo se retrasa el pandeo local de los tubos, gracias a la interacción entre los tubos y el hormigón.
- El hueco que se queda en el interior puede ser utilizado para ser rellenado por otro material o para albergar otros elementos no estructurales, como por ejemplo en las torres de media o alta tensión todo el cableado necesario.

Por tanto, como hemos visto la combinación de dos capas de acero con una de hormigón hacen que las columnas CFDSST sean más resistentes, más ligeras, con mayor módulo resistente, con mayor absorción de energía ante cargas sísmicas, con mayor ductilidad y con mayor rendimiento ante cargas cíclicas.

Sin embargo, hay que tener en cuenta la compactación del hormigón en las columnas de doble piel, ya que, a diferencia de los elementos de hormigón armado, la compactación no afecta solo a las propiedades mecánicas del hormigón, si no que afectan a la interacción de éste con los tubos de acero, lo que puede provocar un cambio en su comportamiento mecánico.

Vemos que son muchas las ventajas que aportan las columnas CFDSST frente a las columnas CFST, sin embargo, los proyectistas no suelen utilizar este tipo de columnas porque hay falta de recomendaciones de diseño. Aunque este tipo de columnas proporcionan un enorme potencial en el ámbito de la edificación en altura y, en general, infraestructuras públicas.

Por su parte tampoco encontramos muchos estudios de este tipo de columnas, ya sea debido a la dificultad a la hora de realizar este tipo de pilares o simplemente por el hecho de no tener una normativa clara en cuanto a este tipo de perfiles.

En la figura 5 podemos ver dos croquis de las diferentes secciones mixtas formadas por tubos de sección circular de las que se han hablado, como podemos observar la sección de doble piel y doble tubo a simple vista son iguales, la diferencia es que la sección de doble tubo posee una capa de hormigón interna.

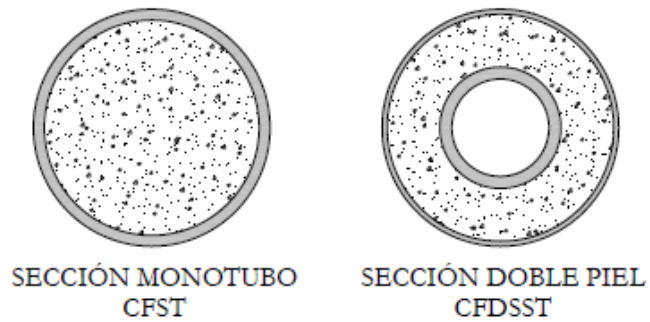


Figura 5. Secciones mixtas más utilizadas en columnas



### 3.2. SECCIONES DE DOBLE TUBO

Como se ha comentado anteriormente los pilares de doble piel o doble tubo se fabrican eligiendo dos tubos de acero y rellenando de hormigón. La geometría resultante dependerá de las secciones de tubo elegidas. Actualmente, podemos obtener perfiles de acero tubulares de casi cualquier forma geométrica, aunque las secciones más comunes son las secciones circulares (CHS), las secciones cuadradas (SHS) y las secciones rectangulares (RHS). También se comercializan secciones elípticas (EHS).

En la figura 6 podemos ver diferentes combinaciones de secciones, utilizar una combinación u otra dependerá del tipo de elemento estructural que se quiera diseñar y de las finalidades estéticas que se requieran.



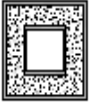


Tubo exterior	Tubo interior	CFDSST	Elemento estructural
CHS	CHS		Columna
CHS	SHS		Columna
SHS	SHS		Viga Viga-columna
SHS	CHS		Columna
RHS	RHS		Viga

Tabla 1. Combinación de secciones.

Los perfiles cuadrados y rectangulares, se utilizan en el diseño de vigas y columnas debido a que su unión es más fácil de realizar, aparte, proporcionan una mayor rigidez a flexión.

### 3.3. EJEMPLOS DE USO. APLICACIÓN

En la actualidad no hay muchas construcciones ejecutadas con columnas de doble piel. La razón puede ser porque es una solución constructiva bastante reciente y no hay mucho conocimiento ni experiencia como en el caso de las columnas rellenas de hormigón (CFST).

También puede ser debido a que ni las normas ni las guías de diseño se han adaptado a este nuevo tipo de sección. Esto hace que los proyectistas no acaben de elegir este tipo de columnas en los diseños.

Donde más se están utilizando las columnas de doble piel, es como solución alternativa a los perfiles convencionales CFST. Se utilizan en situaciones donde prima el peso propio del elemento sin perder otras propiedades mecánicas.

Desde hace algunos años en Japón, país con una alta frecuencia de movimientos sísmicos, se está empezando a emplear los perfiles CFDSST de sección circular en la construcción de puentes y viaductos muy elevados, para reducir el peso propio de la estructura, mientras mantiene la capacidad de absorción ante las cargas sísmicas.

En China, los perfiles CFDSST también se utilizan con cierta frecuencia en la construcción de torres de transmisión y distribución eléctrica. En la imagen que se muestra a continuación podemos ver un monoposte construido con un perfil de doble piel de sección circular. Además podemos ver como el poste está construido con una sección circular variable, formado por troncos de cono.

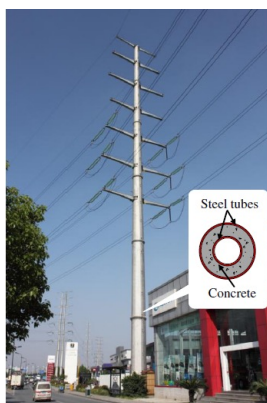


Figura 6. Monoposte transporte de electricidad

A día de hoy, el uso de las columnas CFDSST todavía no está tan extendido como sí lo están los perfiles CFST, a pesar de tener un gran potencial de aplicación en edificios de grandes alturas.

## 4. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

El comportamiento mecánico de una estructura mixta está basado tanto en el comportamiento de cada uno de sus componentes por separado, como en la interacción entre los mismos, lo cual da lugar a propiedades combinadas. El resultado de combinar estas propiedades mejora el comportamiento inicial que tendrían sus componentes por separado.

Como resultado de las dimensiones de los elementos, la resistencia que los materiales tengan, la forma de su sección podemos tener un fallo u otro diferente. La respuesta que pueden tener los CFDSST ante las solicitaciones externas depende de aspectos como la adherencia entre el hormigón y los tubos, el confinamiento, las tensiones residuales, la retracción y la fluencia o su buen comportamiento frente al fuego.

A continuación se introducen conceptos a tener en cuenta tanto de los materiales y sus propiedades mecánicas como de su comportamiento conjunto. Además, los conceptos que se introducen serán importantes para entender el comportamiento final de nuestros pilares.

### 4.1. HORMIGÓN

El hormigón es un material heterogéneo formado por una mezcla de cemento, agua y áridos de diferente tamaño y formas. Pudiéndose añadir más componentes para modificar sus propiedades. A pesar de su naturaleza, el hormigón es tratado como un material homogéneo y su comportamiento mecánico lo podemos estudiar en términos de tensión-deformación.

Existen varios tipos de hormigón, en este proyecto hemos estudiado el hormigón de 30 MPa y el de 90 MPa, de alta resistencia, que además de tener una resistencia a la compresión elevada, brinda mejores prestaciones en lo referente a permeabilidad y a la abrasión, lo cual les da una durabilidad mejor que el hormigón de 30 MPa.

El hormigón de 30 MPa, es el comúnmente utilizado en la construcción, tiene unas propiedades muy aptas pero inferiores al hormigón de alta resistencia.

Ambos tipos de hormigón se elaboran a partir de la unión de materias primas como son el cemento, la arena (árido fino), la grava (árido grueso) y agua. Añadiendo fluidificante y humo de sílice en el hormigón de alta resistencia, para así obtener una estructura más compacta que en el hormigón convencional, aumentando por tanto la resistencia del mismo.

En la figura 8 que se muestra a continuación podemos ver la curva típica del hormigón en compresión. Vemos que conforme aumenta la resistencia de rotura del hormigón, la caída de tensión del mismo es mayor, esto se produce porque el hormigón almacena un alto contenido de energía que al fisurar produce esta rotura inmediata, la cual en hormigones de baja o media resistencia no se observa, en estos casos se produce un descenso moderado, como se aprecia en las curvas más bajas.

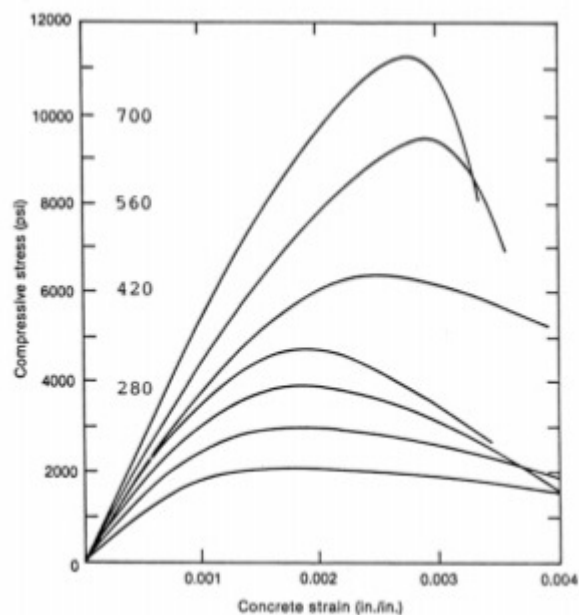


Figura 7. Evolución del hormigón a compresión

La no linealidad que podemos observar en la figura 9 es el resultado de un mecanismo de fallo que se produce en el interior del hormigón: inicialmente la matriz de cemento con los áridos tiene una serie de microgrietas alrededor de los áridos ocasionadas por la expansión térmica y la retracción, pero el hormigón es estable.

Con el aumento de la carga de compresión sobre el hormigón, los agregados actúan como concentradores de tensiones por tener un módulo elástico más elevado. Los primeros signos de la no linealidad del hormigón aparecen cuando se produce una diferencia en la deformación lateral del mismo, apareciendo unas tensiones de cortadura y haciendo crecer las grietas iniciales, aunque el hormigón aún se comporta de una forma estable.

Cuando llegamos a un 85% de la resistencia máxima las grietas comienzan a propagarse por la matriz, lo hacen en paralelo a los áridos y con poca inclinación a la línea de acción de la carga, algunas de ellas se van uniendo entre ellas.

Cuando se produce este aumento de tamaño por parte de las grietas la deformación lateral es más rápida, y por tanto se acelera el proceso. Cuando la deformación volumétrica vale cero, hemos llegado a la máxima resistencia. A partir de este momento las grietas no se pueden controlar y ya avanzan por todo el hormigón

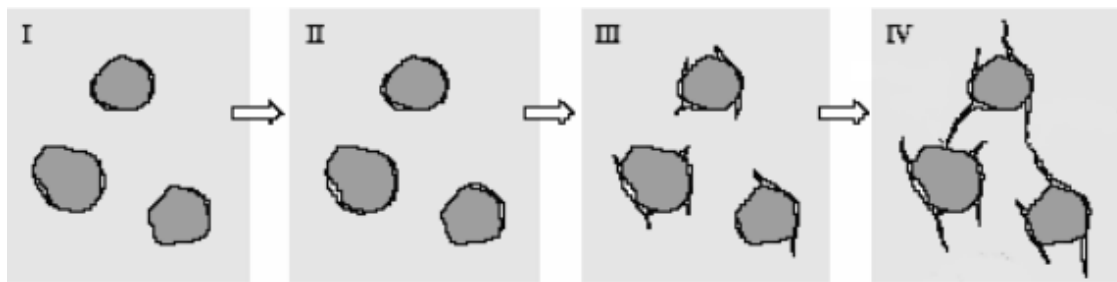


Figura 8. Evolución del proceso de fallo del hormigón

Cuando hablamos de hormigón de alta resistencia hablamos de un material más homogéneo, con menos diferencia de tamaño entre los áridos. Como su propio nombre indica tiene una mayor resistencia, pero una vez llegado al máximo las grietas son más inestables que en el hormigón normal ya que no encuentran una oposición en el camino que va abriéndose, fallado de una forma fácil y explosiva.

Rompe de una forma explosiva debido a que al tener mayor resistencia el hormigón de alta resistencia, acumula una mayor cantidad de energía la cual al romper, se disipa y produce la explosión comentada.

A continuación vamos a ver las diferentes clases de hormigón que se distinguen en el EC4

Clase de Hormigón			C20/25	C25/30	C30/37	C35/40	C40/45	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk 0.05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk 0.95}$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
$E_{cm}$	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

$f_{ck}$	Resistencia característica a compresión (probeta cilíndrica) en N/mm <sup>2</sup> .
$f_{ctm}$	Valor medio de la resistencia a tracción, en N/mm <sup>2</sup> . Puede obtenerse mediante la fórmula; $f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck}^2)}$ .
$f_{ctk 0.05}$	Valor característico (cuantil 0.05) de la resistencia a tracción, en N/mm <sup>2</sup> . Puede obtenerse mediante la fórmula; $f_{ctk 0.05} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck}^2)}$ .
$f_{ctk 0.95}$	Valor característico (cuantil 0.95) de la resistencia a tracción, en N/mm <sup>2</sup> . Puede obtenerse mediante la fórmula; $f_{ctk 0.95} = 0.239 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck}^2)}$ .
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante medio para cargas instantáneas, en N/mm <sup>2</sup> . Puede obtenerse mediante la fórmula; $E_{cm} = 9500 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck} + 8)}$ .

La naturaleza del hormigón implica la aparición de deformaciones en el mismo con el paso del tiempo. Los dos fenómenos más importantes que provocan estas deformaciones son la retracción y la fluencia. Además, para conocer el hormigón más a fondo es importante saber tanto cómo se modifican sus dimensiones por el coeficiente de Poisson como su respuesta a compresión en los diagramas.

#### 4.1.1. Retracción del hormigón

Se define como retracción a la deformación que experimenta el hormigón a lo largo del tiempo cuando sobre él no se aplica ninguna tensión.

Para poder colocar un hormigón en obra es necesario amasarlo con una cantidad de agua que supera a la que se necesita para que se produzca químicamente su fraguado. Ese exceso de agua se evapora a la atmósfera por un proceso de difusión, mayor cuanto menor sea la humedad relativa del ambiente, como consecuencia se produce una disminución de volumen en el hormigón. A este proceso se le conoce como retracción. Si el hormigón se encuentra sumergido, se produce un incremento de volumen, lo que se conoce como entumecimiento.

Los valores de la retracción total (retracción desecado más retracción autogenerada) se pueden tomar como:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$$

Donde;

$\epsilon_{cs}$  es la deformación unitaria total por retracción(s del inglés shrinkage: retracción)

$\epsilon_{cd}$  es la deformación unitaria por retracción de secado (d de dry)

$\epsilon_{ca}$  es la deformación unitaria por retracción autogenerada (a de autogenous)

El valor de la deformación unitaria de secado en función del tiempo viene dado por la expresión:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot K_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

Según el Eurocodigo 2 [10]:

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] 10^{-6} \cdot \beta^{RH}$$

$$\beta^{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{HR}{100} \right)^3 \right]$$

donde HR es la humedad relativa en %,  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  son coeficientes que dependen del tipo de cemento:

<b>Tipos de cemento</b>	<b><math>\alpha_{ds1}</math></b>	<b><math>\alpha_{ds2}</math></b>
Fraguado lento	3	0.13
Fraguado normal o rápido	4	0.12
Fraguado rápido o alta resistencia	6	0.11

**Tabla 2. Tipos de cemento.**

Donde  $K_h$  es un coeficiente que depende del tamaño teórico ( $h_0$ ):

<b><math>h_0</math></b>	<b><math>K_h</math></b>
100	1.0
200	0.85
300	0.75
>500	0.70

**Tabla 3. Valores de  $K_h$**

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

donde;

$t$  es la edad del hormigón en el instante de evaluación, en días, tomando como origen cuando el hormigón ha sido colocado en el encofrado o molde.

$t_s$  es la edad del hormigón en el comienzo del entumecimiento o de la retracción, en días, tomando el mismo origen que antes. La fase de retracción comienza al final de la fase de curado.

$h_0$  es el tamaño teórico en milímetros de la sección transversal ( $h_0=2A_c/u$ ), donde  $A_c$  es el área de la sección transversal del elemento y  $u$  el perímetro en contacto con la atmósfera.

La deformación unitaria de retracción autogenerada se calcula a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t})$$

#### 4.1.2. Fluencia

Es una deformación no instantánea, es decir, depende del tiempo, que es producida debido a la aplicación de una tensión constante. Para tener en cuenta la fluencia solo hace falta sustituir en el cálculo el área del hormigón  $A_c$  por otra equivalente de acero de valor  $A_c/n$ , siendo  $n$  el coeficiente que relaciona los módulos de elasticidad:

$$n = \frac{E_a}{E_{rc}}$$

$E_a$	Módulo de elasticidad del acero estructural, 210000 N/mm <sup>2</sup> .
$E'_c$	Módulo "eficaz" del hormigón, que se adopta; en edificios o naves de almacenamiento; $E'_c = E_{cm}$ , para efectos instantáneos. $E'_c = E_{cm}/3$ , para efectos diferidos. En los demás casos; $E'_c = E_{cm}/2$ .

#### 4.1.3. Coeficiente de Poisson

Es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento

Su valor es 0.2 para deformaciones elásticas, y puede considerarse 0 si el hormigón en tracción se fisura.

Este valor lo obtenemos de la siguiente fórmula:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1$$



#### 4.1.4. Diagrama de comportamiento

El diagrama de tensión deformación por compresión del hormigón tiene una forma común, que podemos verla en la siguiente imagen, determinada mediante ensayos:

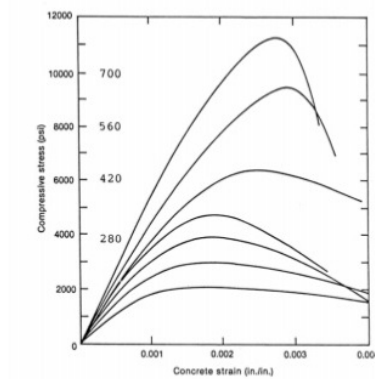


Figura 9. Evolución del hormigón a compresión.2.

Vemos en la figura 8 que cuando el hormigón llega a su máxima tensión de compresión admisible, la curva llega a su punto máximo. A partir de este punto, el hormigón ya ha colapsado y por tanto, la curva empieza a descender.

Nos encontramos ante escenarios diferentes dependiendo del tipo de hormigón utilizado, como se ha comentado anteriormente. Cuando hablamos de hormigón convencional, al tener menos resistencia la curva crece y descende de forma moderada, por tanto el cuerpo almacena poca energía.

Por su parte, el hormigón de alta resistencia, al almacenar mas energía la pendiente aumenta rápidamente, descargando más energía en el momento de rotura. Como consecuencia, vemos como la pendiente de bajada es mayor que la de el hormigón convencional, pudiendo explotar en su rotura.

Para análisis de la sección la idealización más usada para dimensionar secciones sometidas a sollicitaciones normales en los Estados Límite Últimos es el diagrama parábola rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se corresponde con la deformación de rotura en compresión simple del hormigón (2,0 %) y el extremo del segmento rectilíneo con la deformación de rotura del hormigón en flexión (3,5 %), siendo la ordenada máxima igual al 85 por 100 de la resistencia de cálculo  $f_{cd}$  del hormigón a compresión.

$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha$	Coefficiente que tienen cuenta el cansancio del hormigón por compresión y los efectos desfavorables por la forma de aplicar la carga; generalmente se adopta 0.85 para compresiones permanentes.

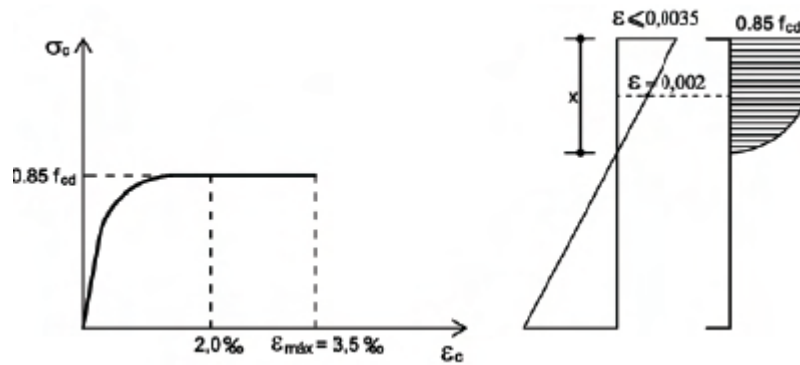


Figura 10. Diagrama de cálculo del hormigón.

## 4.2. ACERO

El acero es un material homogéneo que se conoce desde la antigüedad y que desde principios del siglo XX se emplea en estructuras de edificios de todo tipo: puentes, pasarelas, grúas, silos, etc.

Entre sus características destaca su magnífica relación resistencia/volumen, fiabilidad, capacidad de adaptarse a gran variedad de formas, estandarización de los productos, garantía de calidad y control en fabricación, rapidez de montaje, gran variedad de formas de ejecución de uniones, etc.

Entre sus inconvenientes se encuentra la baja resistencia al fuego y problemas de corrosión en ambientes agresivos.

El proceso de fabricación de los tubos, conformados en frío, modifica las propiedades del material base, haciendo que el límite elástico del acero sea diferente según la cara o esquina que se estudie como podemos ver en la imagen inferior.

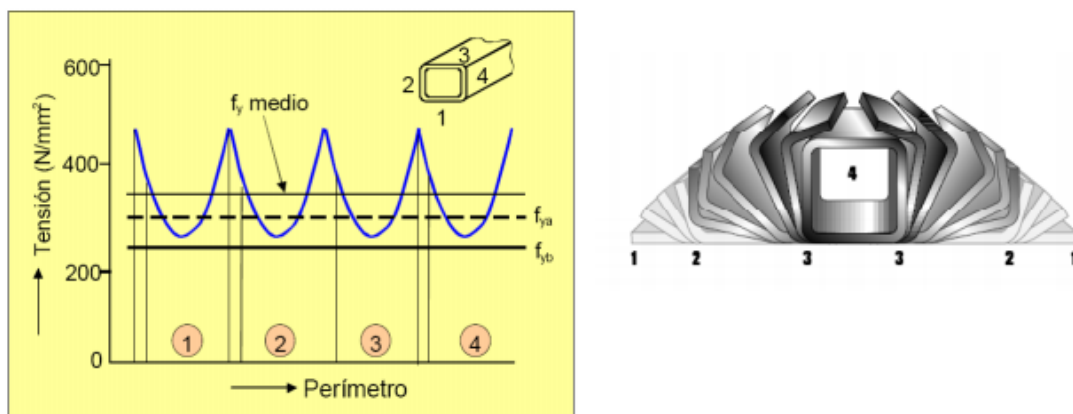


Figura 11. Proceso de conformado de los perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección.

El Eurocódigo 4 [11] no considera en el cálculo de pilares mixtos la modificación producida por este proceso de conformado en el límite elástico del acero, empleando el límite elástico del material base.

En cambio, hay otras normativas de cálculo de elementos de acero que sí que consideran este efecto.

A continuación se presenta el modelo utilizado en el presente proyecto considerado en el Eurocódigo 3 [12], en el apartado 1 – 3, Perfiles de acero conformados en frío, da una expresión para corregir el efecto de este proceso de fabricación en el material base, será el que utilizaremos en nuestros cálculos posteriores.

Límite elástico medio, tras el conformado en frío,  $f_{ya}$

$$f_{ya} = f_{yb} + \frac{k \cdot n \cdot t^2}{A} \cdot (f_u - f_{yb})$$

- $f_{yb}$  límite elástico del material base, en MPa
- $f_u$  tensión última de rotura del material base, en MPa
- $A$  sección de acero, en  $\text{mm}^2$
- $k$  coeficiente que tiene en cuenta el proceso de fabricación,  $k=7$
- $n$  número de ángulos de  $90^\circ$
- $t$  espesor de la sección, en mm

En cuanto a acero se refiere, en nuestro proyecto vamos a tener aceros que no cumplan con el Eurocódigo 4, por espesor, o por límite elástico. En el apartado del programa experimental se explicará detalladamente.

Tipo de Acero	Espesor $t$ en mm				Temperatura del Ensayo Charpy
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	
<i>S 235 JR</i>	235	360	215	340	20
<i>S 235 J0</i>					0
<i>S 235 J2G3</i>					-20
<i>S 275 JR</i>	275	430	255	410	20
<i>S 275 J0</i>					0
<i>S 275 J2G3</i>					-20
<i>S 355 JR</i>	355	510	335	490	20
<i>S 355 J0</i>					0
<i>S 355 J2G3</i>					-20

Tabla 4. Relación Acero, espesor y temperatura del ensayo Charpy.

Además, para poder aplicar el cálculo de la resistencia plástica de secciones propuesto por la normativa europea, el acero estructural ha de cumplir una serie de requisitos:

- El coeficiente entre resistencia tracción y límite elástico especificado ( $f_u/f_y$ ) ha de ser mayor que 1.2.
- El alargamiento de rotura de una base de medida igual a 5.65 veces la raíz cuadrada de valor inicial de la sección transversal de la probeta, ha de ser igual o superior al 15%.
- El coeficiente entre deformación bajo carga máxima  $\epsilon_u$  y deformación correspondiente a límite elástico  $\epsilon_y$  debe ser igual o superior a 20.

Para otras magnitudes de cálculo se pueden adoptar los siguientes valores:

<i>Módulo de elasticidad</i>	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ .
<i>Módulo de elasticidad transversal</i>	$G_a = E_a/2(1+\nu_a) = 81000 \text{ N/mm}^2$ .
<i>Coefficiente de Poisson</i>	$\nu_a = 0.3$ .
<i>Densidad</i>	$\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$ .
<i>Coefficiente de dilatación</i>	$\alpha_a = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ .

### 4.3. COMPORTAMIENTO CONJUNTO

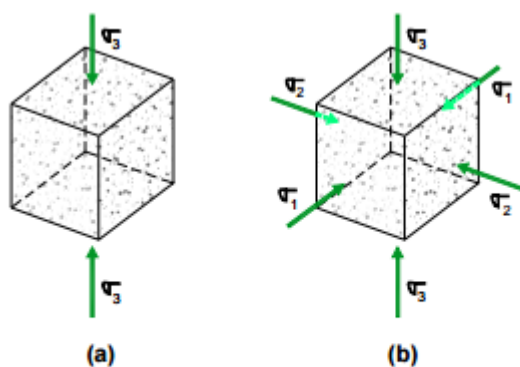
El comportamiento conjunto del acero y el hormigón en las columnas CFDSST lo podemos entender como el resultado de un conjunto de fuerzas internas entre los dos componentes.

Cuando se le aplica una carga axial a columnas CFDSST con una baja esbeltez, los dos materiales, comienzan a deformarse en paralelo, tanto longitudinal como transversalmente.

Cuando hablamos de esbeltez nos referimos a una característica mecánica de los CFDSST que relaciona la rigidez de la sección transversal de los mismos con su longitud. Es un parámetro adimensional que interviene en el cálculo de tensiones y predice las inestabilidades elásticas de los pilares.

Dado que el coeficiente de Poisson inicial del acero es mayor que el del hormigón, podemos predecir que el acero exterior se separará del hormigón, pero que el acero interior por su contra sí se unirá al hormigón transmitiéndole una carga. En el momento que empiecen a aparecer microgrietas en el hormigón, cuando empieza el régimen elasto-plástico, el hormigón se expande lateralmente más rápidamente que el acero, alcanzando al acero exterior, y empujando al acero interior hacia dentro. En este momento el hormigón está sometido a tensiones triaxiales, mientras que los dos perfiles de acero se ven sometidos a tensiones biaxiales por el hormigón.

Por eso podemos esperar que el acero interior tenga un fallo hacia dentro, y el acero exterior hacia fuera.



**(a) Estado de compresión uniaxial; (b) Estado de compresión triaxial.**

Figura 12. Estados de compresión.

A continuación, vamos a explicar los fenómenos más comunes e importantes a estudiar en cuanto a interacción entre hormigón y acero se refiere.

#### 4.3.1. Confinamiento

La capa de hormigón en una columna CFDSST es ideal para resistir cargas a compresión, ya que debido al confinamiento pasivo el acero exterior mejora su resistencia. Dicho confinamiento, como se ha explicado anteriormente, limita al hormigón al intentar expandirse lateralmente, ya que la sección de acero no se lo permite.

Se genera así un estado de tensiones en donde el hormigón trabaja en régimen triaxial, aumentando su resistencia máxima, mientras que el acero trabaja en régimen biaxial, disminuyendo su carga máxima. En conjunto, el balance es positivo, lo que repercute en que la carga máxima global de la columna aumente como consecuencia de este fenómeno denominado confinamiento pasivo.

Sin embargo hay pocos estudios del confinamiento con hormigón de alta resistencia (HAR). En los estudios que hay sobre HAR se observa que el confinamiento no tiene un efecto tan pronunciado. En pilares con carga axial centrada la resistencia del elemento es mayor que la de la suma de resistencias de cada uno, debido a que las paredes de los tubos están dispuestas en posición perpendicular a la presión inducida por el núcleo. Este efecto es superior en secciones circulares que en cuadradas o rectangulares.

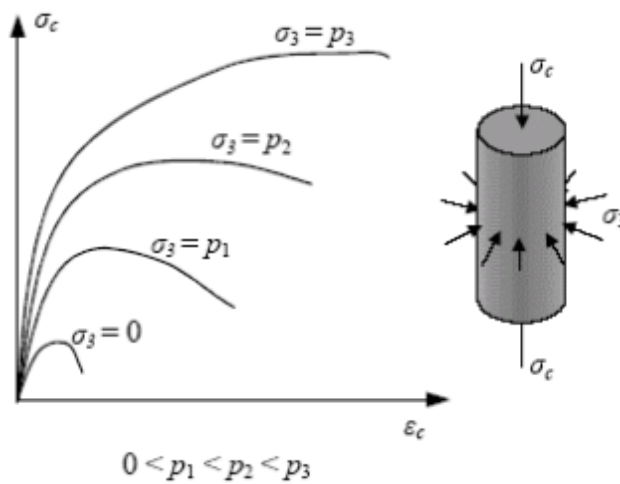


Figura 13. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento.

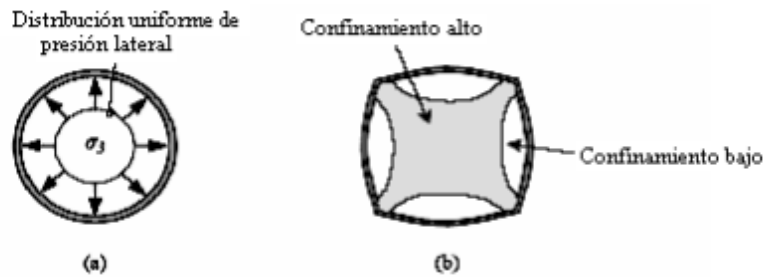


Figura 14. Confinamiento en secciones circulares (a) y cuadradas (b).

### 4.3.2. Adherencia

La demanda de transferencia de esfuerzos entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero es mayor en zonas de discontinuidad geométrica.

En ausencia de elementos conectores esta demanda debe ser cubierta por los mecanismos de adherencia:

- Adherencia por reacción química en la interfaz, por la capilaridad durante el proceso de hidratación.
- Microinterferencia debida a la rugosidad
- Fricción por la presión normal de las superficies, y
- Macrointerferencia por el efecto de la curvatura del elemento. Resultando en la compatibilidad de deformaciones.



Figura 15. Mecanismos de adherencia.

### 4.3.3. Ductilidad

La ductilidad de un pilar se define como la capacidad para deformarse plásticamente sin producirse el colapso. Esta característica es deseable para los elementos de construcción, dado que en caso de superarse la capacidad portante, la rotura no sería frágil (súbita) sino que sería progresiva y por tanto aporta mayor seguridad.

La ductilidad de los materiales se ve reducida con el aumento de la capacidad resistente de los mismos y por sus características mecánicas: el acero es un material dúctil, mientras que el hormigón es todo lo contrario, frágil.

Los pilares a base de perfiles tubulares de doble piel rellenos de hormigón presentan una ductilidad muy elevada en comparación con pilares convencionales de hormigón armado, debido al efecto de confinamiento que le proporciona el perfil de acero, que impide la caída brusca de resistencia al alcanzar la carga última.

A su vez esta configuración también es más dúctil que la de un perfil tubular de acero vacío, puesto que éste pandea localmente al alcanzar el límite elástico del material.

### 4.3.4. Pandeo local

Un perfil tubular vacío sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo, tal y como se muestra en la figura 16.

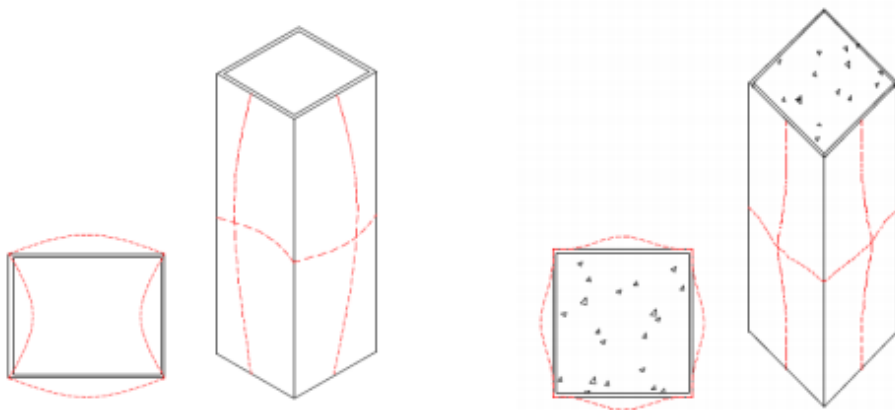


Figura 16. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos.



Los Eurocódigos 3 [12] y 4 [11] introducen el concepto de clasificación de la sección transversal para determinar, si el pandeo local limita o no la capacidad de dicha sección de desarrollar su momento resistente plástico, y las rotaciones necesarias para la redistribución de los momentos internos. Las limitaciones incluidas en el código reconocen el hecho de que parte de la pérdida de la capacidad de rotación debido al pandeo local se compensa por el efecto beneficioso de endurecimiento por deformación.

- Las secciones transversales clase 1 (Plástica) son aquellas que son capaces de desarrollar tanto el momento resistente plástico, como disponer de la capacidad de rotación necesaria, antes de producirse cualquier pandeo local.
- Las secciones transversales clase 2 (Compacta) pueden desarrollar su momento resistente plástico, pero la capacidad de rotación está limitada por el pandeo local. La clasificación de una sección transversal está determinada por la clasificación de los elementos planos que la forman sometidos a compresión, que a su vez está determinada por relaciones de anchura a espesor.
- Las secciones transversales clase 3 (Semicompacta o elástica) en las que la tensión en la fibra más comprimida de la pieza puede alcanzar el límite elástico pero en las que la abolladura local puede impedir alcanzar el momento plástico.
- Las secciones transversales clase 4 (Esbelta) en las que para determinar su resistencia a momento flector o a compresión, es necesario tener en cuenta explícitamente los efectos locales de abolladura.

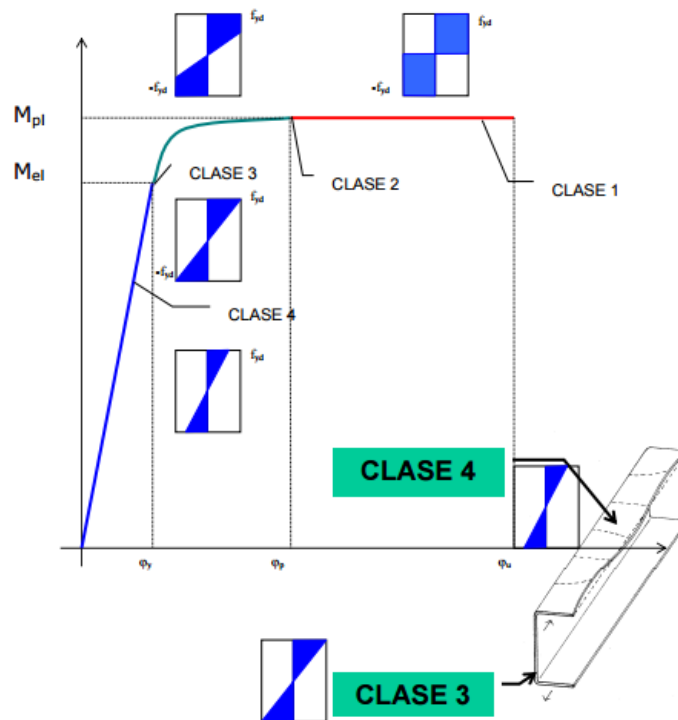


Figura 17. Clasificación de la sección transversal.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el hormigón imposibilita el pandeo del tubo exterior hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección.

Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del acero. Esto anteriormente comentado sucede en el tubo de acero exterior, en cambio en el acero interior se espera que se comporte justo al contrario, sufriendo a priori una abolladura hacia el interior del perfil CFDSST.

El EC4, previene la aparición de efectos de abolladura local de la camisa de acero estableciendo un espesor mínimo que cumpla la siguiente relación:

Para secciones parcialmente embebidas y secciones cerradas rellenas de hormigón, la esbeltez de los elementos de la sección de acero deberán satisfacer las condiciones siguientes:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \text{ (Secciones huecas circulares)}$$

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \varepsilon \text{ (Secciones huecas rectangulares)}$$

$$\frac{d}{t_f} \leq 52 \cdot \varepsilon \text{ (Secciones H parcialmente embebidas)}$$

$d$	Diámetro para secciones huecas circulares. Ancho para secciones huecas rectangulares. Ancho del ala para secciones H.
$t$	Espesor de pared
$t_f$	Espesor de paredes de secciones H.
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{y,k}}$	Con $f_{y,k}$ resistencia característica de la sección de acero.

## 5. Normativa Europea: Eurocódigo EC4

Como podremos ver a continuación, en la Normativa Europea no se contemplan los pilares tipo CFDSST, vamos a explicar detalladamente los aspectos de la norma para luego así poder determinar la validez o no de esta norma para nuestro perfil propuesto.

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), y las que se recogen los métodos comunes en todos los Estados Miembro de la Unión Europea para el cálculo y dimensionado de estructuras y de productos prefabricados estructurales.

Como respuesta a este encargo de la Comisión, se creó en el CEN en 1990 un Comité Técnico, el CEN/TC250 "Eurocódigos Estructurales". La vigilancia y seguimiento del desarrollo del programa de los Eurocódigos corresponde al Comité Permanente de la Directiva 89/106/CEE, de Productos de Construcción. El seguimiento de estos trabajos de normalización en el plano nacional, lo realiza el organismo español de normalización miembro del CEN, (AENOR), a través del AEN/CTN140 como Comité paralelo del CEN/TC250.

El Eurocódigo 4 es el documento encargado del cálculo de estructuras mixtas de acero y de hormigón tanto a temperatura normal como frente al fuego. El apartado 6.7 está dedicado al cálculo y comprobación de pilares mixtos, incluyendo las tipologías siguientes:

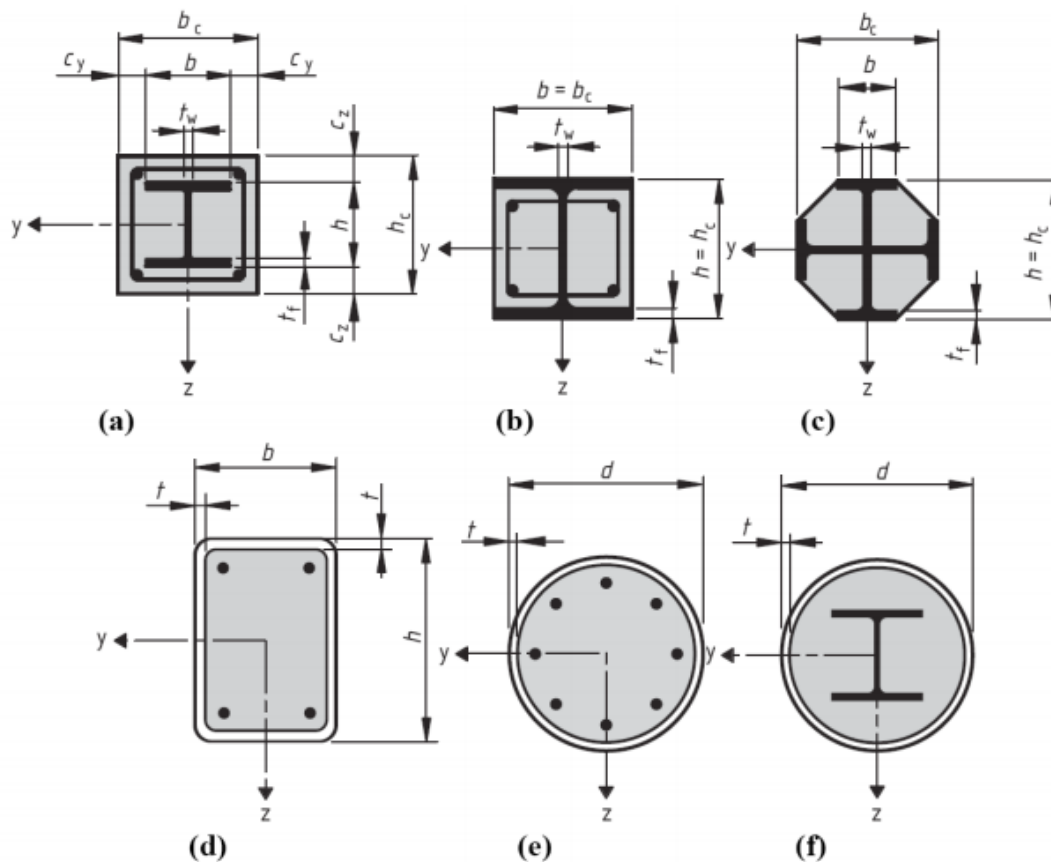


Figura 18. Tipologías pilares mixtos.

## 5.1. DEFINICIÓN

En el Eurocódigo 4 (EC4) se tiene la definición de Elemento mixto como “elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y acero; y el despegue de un componente del otro”.

La idea principal en esta definición es la interconexión entre materiales; esta “interconexión” ya se produce en otros tipos de elementos como el hormigón armado, donde un material está totalmente embebido dentro del otro. La diferencia radica en el modo de conseguir la unión; lo que nos lleva a definir el conector, que según el EC4 es “unión entre el acero y el hormigón de un elemento mixto que tiene la suficiente resistencia y rigidez para permitir que ambos componentes sean calculados como partes de un único elemento estructural”. Este elemento es el que diferencia a las estructuras de acero y hormigón de las estructuras mixtas.

## 5.2. MÉTODOS DE CÁLCULO

El Eurocódigo 4 proporciona dos métodos para el cálculo de resistencia de los pilares mixtos.

El primero es un método general que tiene en cuenta de forma explícita tanto los efectos de segundo orden como las imperfecciones. Este método puede aplicarse en particular a pilares de sección transversal asimétrica así como a pilares cuya sección varía con la altura. Pero requiere el empleo de herramientas numéricas de computación, y puede considerarse solamente en el caso de que se disponga del software adecuado.

El segundo es un método simplificado que hace uso de las curvas Europeas de pandeo para pilares de acero, las cuales tienen en cuenta implícitamente las imperfecciones. Este método tiene limitada su aplicación a pilares mixtos de sección transversal doblemente simétrica constante a lo largo de su altura.

Estos dos métodos se basan en las suposiciones siguientes:

- Hay interacción completa entre las secciones de acero y hormigón hasta que se produce el momento en que se alcanza el fallo;
- Las imperfecciones geométricas y las tensiones residuales son tenidas en cuenta en el cálculo, aunque normalmente esto se hace empleando una falta de rectitud inicial o imperfección en la pieza;
- Las secciones planas permanecen planas mientras el pilar se deforma.

En lo que sigue solamente será considerado el Método simplificado, dado que es más sencillo y resulta aplicable a la mayoría de casos prácticos.

### 5.2.1. Pandeo local

La presencia de hormigón evita el pandeo local de las chapas que conforman las secciones de acero en las piezas completamente embebidas siempre que el recubrimiento del hormigón sea el adecuado. Este recubrimiento no debería ser menor que el mayor de los valores:

- 40 mm;
- Un sexto del ancho del ala de la sección de acero.

Este recubrimiento, que pretende evitar la separación prematura del hormigón, debe ser reforzado lateralmente, para proteger el recubrimiento contra daños por impactos accidentales y proporcionar el arriostramiento adecuado frente el pandeo local de las alas.

Como se describe anteriormente, el EC4 limita la esbeltez de los elementos de acero que deberán satisfacer las condiciones siguientes:

- Secciones huecas circulares:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2$$

- Secciones huecas rectangulares:

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \varepsilon$$

- Secciones H parcialmente embebidas:

$$\frac{d}{t_f} \leq 52 \cdot \varepsilon$$

Siendo:

$d$	Diámetro para secciones huecas circulares. Ancho para secciones huecas rectangulares. Ancho del ala para secciones H.
$t$	Espesor de pared
$t_f$	Espesor de paredes de secciones H.
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{y,k}}$	Con $f_{y,k}$ resistencia característica de la sección de acero.

### 5.3. MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO

El método simplificado está sometido a las limitaciones siguientes:

- La sección transversal del pilar debe ser prismática y simétrica respecto de ambos ejes a lo largo de toda su altura, con sus relaciones entre las dimensiones de la sección transversal dentro del rango  $5,0 > h_c / h_b > 0,2$ .
- La relación entre las dimensiones de la sección, deben ser:

$$1.00 \leq \frac{D}{d} \leq 5.00$$

Siendo

- D, la máxima dimensión de la sección,  $D = \max(b, h)$
- d, la mínima dimensión de la sección,  $d = \min(b, h)$

- La contribución relativa de la sección de acero a la resistencia de cálculo de la sección mixta, dada por  $\delta = (A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}) / N_{pl,Rd}$  debe de estar entre 0,2 y 0,9;
- Materiales empleados,

Límite elástico del acero:  $235 \text{ Mpa} \leq f_y \leq 460 \text{ Mpa}$

Resistencia a compresión del hormigón:  $25 \text{ Mpa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$

- La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  del pilar mixto debe ser menor de 2,0:

$$\delta = \sqrt{\frac{N_{plRk}}{N_{cr}}} \leq 2$$

Siendo:

$$N_{plRk} = A_a \cdot F_y + A_c \cdot F_{ck}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L^2}$$

$$EI_{eff} = E_a \cdot I_a + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c$$

- $I_a, I_c$  son los momentos de inercia de las secciones transversales del acero estructural y del hormigón (con la zona en tracción supuestamente sin fisurar), respectivamente.
- $E_a$  es el módulo de elasticidad del acero estructural.
- $E_{cm}$  el módulo secante del hormigón.

- Para secciones embebidas en hormigón, el área de la armadura de refuerzo debe ser al menos 0,3% del área de hormigón en la sección transversal, y el recubrimiento debe cumplir los límites siguientes (estando  $b_c$  y  $h_c$  definidos anteriormente):

En la dirección $y$	$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4 b_c$ .
En la dirección $z$	$40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3 h_c$ .

- La sección se calcula para que alcance, en su estado límite último, toda su capacidad resistente. Para esto hay que asegurar que sea posible llegar a ese estado sin que se produzca ningún fallo previo por causa de una inestabilidad local de las zonas delgadas de la sección transversal. Esto se puede asegurar limitando la relación entre el canto y el espesor en la sección. Es decir, una de las limitaciones es la explicada en el apartado anterior de pandeo local donde ya se indica que el EC4 limita la esbeltez diferenciando entre los distintos tipos de pilares.

Esta restricción tiene en cuenta que el pandeo en las paredes de las secciones rellenas de hormigón sólo es posible hacia el exterior, siendo por lo tanto su comportamiento respecto a la sección sólo de acero, mucho mejor. Esta limitación se ha tomado considerando los perfiles rellenos de hormigón como **clase 2** (explicado anteriormente). Esto significa que los esfuerzos internos se determinan siguiendo un análisis estructural elástico y se comparan con las resistencias plásticas de las secciones, admitiendo que las secciones tienen capacidad rotacional limitada y por tanto no es admisible el análisis estructural plástico.

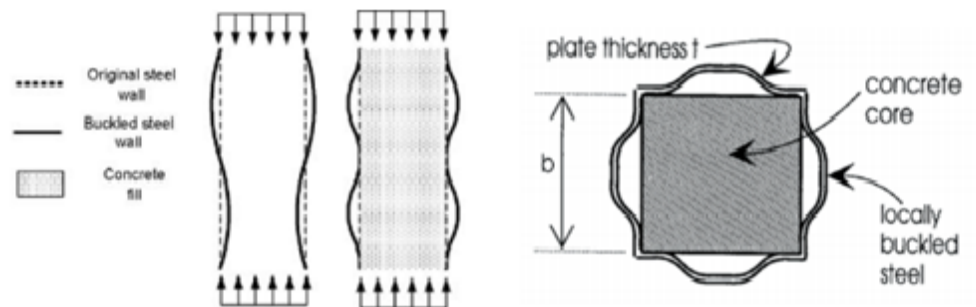


Figura 19. Pandeo local del tubo estructural. Forma de pandeo en caso de estar vacío y relleno de hormigón.

#### 5.4. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La resistencia a compresión axial de la sección transversal de un pilar mixto es la suma de las resistencias plásticas de compresión de cada uno de sus elementos constituyentes como sigue:

Para secciones de acero total o parcialmente embebidas en hormigón:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Para secciones huecas rellenas de hormigón:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$A_a$	Áreas de la sección transversal del perfil de acero.
$A_c$	Área de la sección transversal del hormigón.
$A_s$	Área de la sección transversal de la armadura de refuerzo.

El aumento de la resistencia del hormigón de  $0,85 \cdot f_{ck}$  a  $f_{ck}$  para las secciones huecas llenas de hormigón se debe al efecto de confinamiento. En el caso de sección hueca circular rellena de hormigón, se produce un incremento adicional en la resistencia a compresión provocada por el confinamiento que produce la sección de acero. Este efecto solo tiene lugar si el perfil hueco de acero es lo suficientemente rígido como para evitar la expansión lateral del hormigón bajo la carga axial de compresión.

Esta resistencia suplementaria del hormigón puede utilizarse en el cálculo cuando:

$$\bar{\lambda} < 0,5 \text{ y } M_{max,Ed} < 0,1 \cdot N_{Ed} \cdot d$$

$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa de un pilar mixto formado por un tubo de acero circular relleno de hormigón.
$M_{max,Ed}$	Mayor momento flector calculado usando teoría de primer orden.
$d$	Diámetro externo del pilar.
$N_{Ed}$	Esfuerzo de compresión de cálculo aplicado.



## 5.5. RESISTENCIA A PANDEO DE UNA PIEZA

Un pilar mixto presentará suficiente resistencia a pandeo si, para cada uno de los planos de pandeo, la carga axial de cálculo  $N_{Ed}$  satisface la desigualdad:

$$N_{Ed} < \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

el valor de  $\chi$  que representa el factor de reducción de la resistencia en el plano de pandeo considerado, es una función de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  y de la curva de pandeo apropiada. Las curvas de pandeo aplicables a los pilares mixtos se presentan en la siguiente tabla:

Curva de pandeo	Tipo de sección transversal	Imperfección
Curva a ( $\alpha = 0,21$ )	Secciones huecas rellenas de hormigón con armadura de refuerzo ( $A_w/A_c < 3\%$ ) o sin refuerzo o sin sección I de acero adicional.	L/300
Curva b ( $\alpha = 0,34$ )	Secciones H total o parcialmente embebidas en hormigón, pandeo en el plano perpendicular al eje fuerte (y-y) de la sección de acero. Secciones huecas rellenas de hormigón bien con refuerzo ( $3\% < A_w/A_c < 6\%$ ) o con sección I de acero adicional.	L/210
Curva c ( $\alpha = 0,49$ )	Secciones H total o parcialmente embebidas en hormigón, pandeo en el plano perpendicular al eje débil (z-z) de la sección de acero.	L/170

*Curvas de pandeo e imperfecciones de las piezas*

Es posible calcular el valor del factor de reducción de resistencia  $\chi$  mediante:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 + \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1$$

en donde:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$	Parámetro generalizado de imperfección que tiene en cuenta los efectos desfavorables de la falta de rectitud inicial de la pieza y de las tensiones residuales.
----------	---

En algunos casos, particularmente cuando se consideran pilares esbeltos bajo carga axil y momento, puede resultar apropiado utilizar los valores de imperfecciones dados en la tabla para calcular un flector de primer orden adicional causado por esta excentricidad de la carga axil.

$\alpha$  toma el valor de 0.21 para el caso de la curva "a", que es la que hay que emplear para perfiles tubulares rellenos de hormigón.

### 5.6. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL SOMETIDA A AXIL Y MOMENTO FLECTOR

Es necesario satisfacer los requisitos de resistencia en cada uno de los planos principales, teniendo en cuenta la esbeltez, el diagrama de momentos flectores y la resistencia a flexión en el plano considerado. La resistencia de la sección transversal de un pilar mixto sometido a un esfuerzo de compresión axil y momento flector en un solo plano viene dada por una curva de interacción axil momento (M-N) como se indica en la figura.

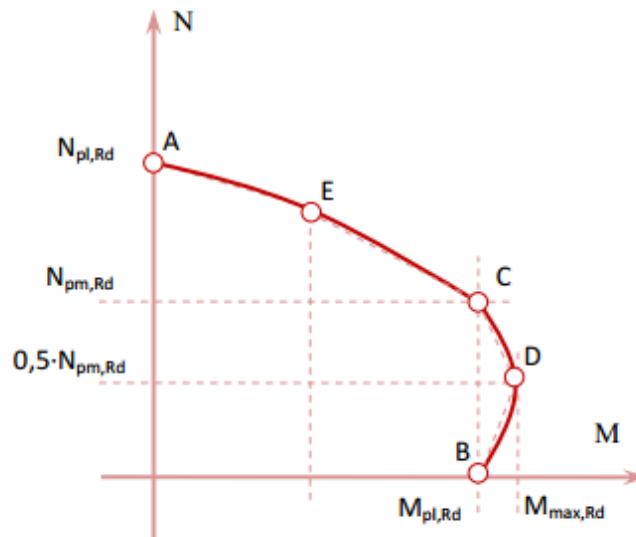


Figura 20. M-N Curva de interacción para flexión en un solo plano.

El punto D sobre esta curva de interacción corresponde al máximo momento resistente  $M_{max,Rd}$  que puede alcanzar la sección. Este es mayor que  $M_{pl,Rd}$  dado que el esfuerzo de compresión axil inhibe la fisuración por tracción en el hormigón, aumentando así la resistencia a flexión.

La curva de interacción anterior puede obtenerse punto por punto, considerando diferentes posiciones del eje neutro plástico en el plano principal considerado. Los valores concurrentes de resistencia al axil y al momento se obtienen de las distribuciones de tensiones, junto con las dos ecuaciones de equilibrio de suma de fuerzas axiales y suma de momentos iguales a cero.

La figura ilustra este proceso para el ejemplo de una sección embebida de hormigón, para cuatro posiciones particulares del eje neutro plástico que corresponden respectivamente a los puntos A, B, C, D señalados en el gráfico anterior.

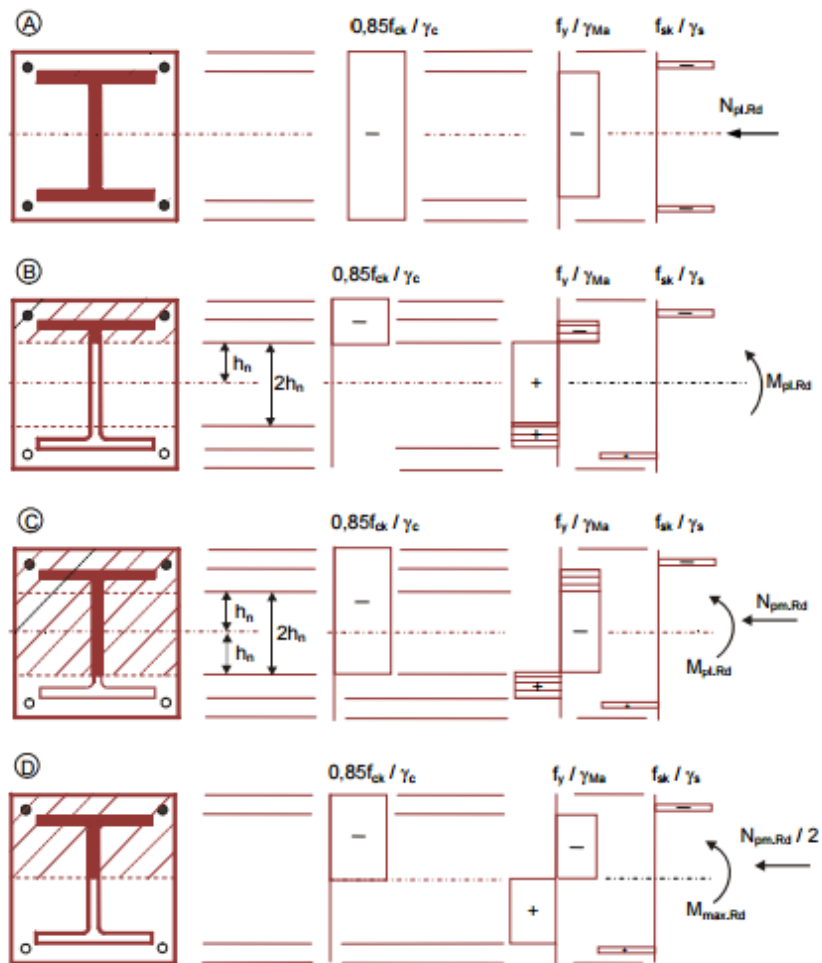


Figura 21. Bloques de tensiones de diferentes puntos de la curva de interacción. Sección embebida en hormigón.

<i>Punto A</i>	Resistencia a compresión axil simple: $N_A = N_{pl.Rd} \quad M_A = 0$								
<i>Punto B</i>	Resistencia a flexión simple en un solo plano: $N_B = 0 \quad M_B = M_{pl.Rd}$								
<i>Punto C</i>	Resistencia a flexión en un solo, plano idéntica que el punto B, pero con esfuerzo de compresión axil no nulo: $N_C = N_{pm.Rd} = A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección embebida en hormigón})$ $= A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección hueca rellena de hormigón})$ $M_C = M_{pl.Rd}$ <table border="1" style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;"><math>f_{ck}</math></td> <td><math>[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]</math> para una sección hueca circular rellena.</td> </tr> </table>	$f_{ck}$	$[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ para una sección hueca circular rellena.						
$f_{ck}$	$[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ para una sección hueca circular rellena.								
<i>Punto D</i>	Momento resistente máximo $N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección embebida de hormigón})$ $= \frac{1}{2} A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección hueca rellena de hormigón})$ <table border="1" style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;"><math>f_{ck}</math></td> <td><math>[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]</math> para una sección hueca circular rellena.</td> </tr> </table> $M_D = W_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ <table border="1" style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;"><math>W_{pa}</math></td> <td>Módulo resistente plástico de la sección de acero.</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;"><math>W_{ps}</math></td> <td>Módulo resistente plástico de la armadura de refuerzo.</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;"><math>W_{pc}</math></td> <td>Módulo resistente plástico del hormigón.</td> </tr> </table>	$f_{ck}$	$[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ para una sección hueca circular rellena.	$W_{pa}$	Módulo resistente plástico de la sección de acero.	$W_{ps}$	Módulo resistente plástico de la armadura de refuerzo.	$W_{pc}$	Módulo resistente plástico del hormigón.
$f_{ck}$	$[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ para una sección hueca circular rellena.								
$W_{pa}$	Módulo resistente plástico de la sección de acero.								
$W_{ps}$	Módulo resistente plástico de la armadura de refuerzo.								
$W_{pc}$	Módulo resistente plástico del hormigón.								
<i>Punto E</i>	Situado a mitad de camino entre A y C.  El aumento de resistencia en el punto E es poco mayor que aquel proporcionado por interpolación lineal directa entre A y C, y por tanto puede omitirse su cálculo.								

Acero estructural	Hormigón	Armaduras
$\gamma_a = 1,1$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$

Tabla 5. Coeficientes parciales de seguridad para las resistencias y las propiedades de los materiales en las combinaciones fundamentales.

Es habitual sustituir la versión linealizada AECDB (o la más simple ACDB) por la curva de interacción más exacta, una vez realizado el cálculo para obtener estos puntos.

### 5.7. MOMENTOS FLECTORES DE SEGUNDO ORDEN

Es necesario considerar la influencia local de los efectos de segundo orden sobre una pieza individual, en particular la amplificación de los momentos de primer orden que existe en un pilar debido a la mayor excentricidad con la que actúa el esfuerzo axial.

Estos pueden no obstante ser ignorados en la comprobación de pilares aislados dentro de pórticos rígidos si se cumple que  $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,1$  o si  $\bar{\mu} < 0,2 \cdot (2 - r)$  donde  $r$  es la relación de los momentos extremos aplicados sobre los extremos del pilar  $-1 \leq r \leq +1$ .

Donde  $r = e_1/e_2$  y  $|e_2| \geq |e_1|$

Los efectos de segundo orden sobre el comportamiento de un pilar aislado que forma parte de un pórtico intraslacional pueden tomarse en consideración de forma aproximada, aplicando un factor de amplificación  $k$  al momento flector máximo de primer orden  $M_{sd}$ . El factor  $k$  viene dado por:

$$M_{Ed} = k \cdot M_2$$

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1,0$$

$\beta = 0,66 + 0,44r$	Para un pilar sometido a momentos en sus extremos;
$\beta = 1,0$	Cuando la flexión es debida a carga lateral sobre el pilar.

NOTA: Cuando tengamos simultáneamente carga axial y momentos en los extremos,  $\beta$  no debería tomarse nunca menor que 1,0 a no ser que se calcule mediante un método más exacto.

Siendo:

- $M_{Ed}$  → momento actuante considerando efectos de segundo orden
- $M_2$  → momento de primer orden.  $|M_2| \geq |M_1|$
- $K$  → factor amplificador de momentos
- $N_{Ed}$  → axial de cálculo actuante
- $N_{cr,eff}$  → carga crítica de Euler

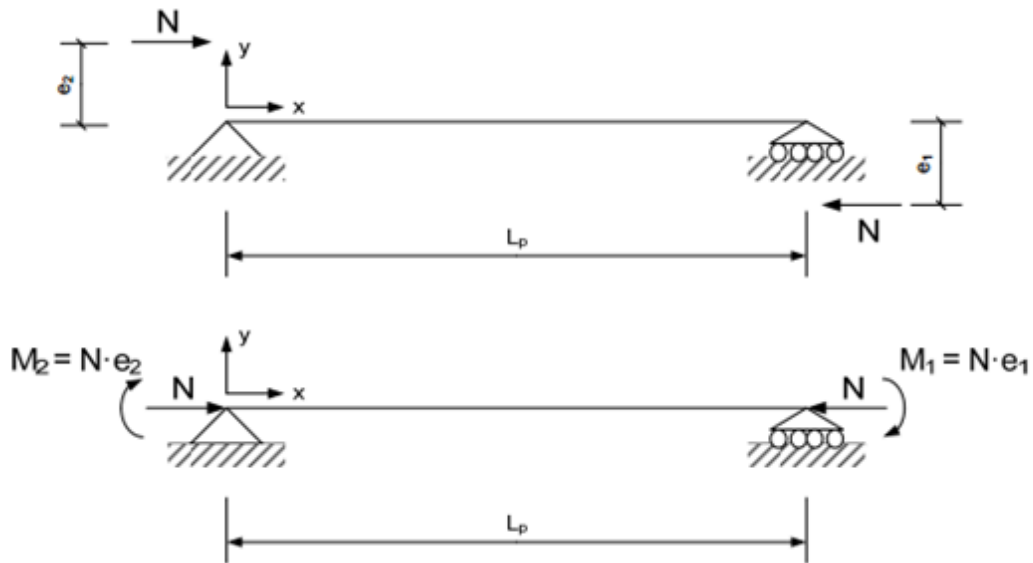


Figura 22. Pilar sometido a cargas excéntricas.

## 5.8. LA INFLUENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE

Se permite asumir, por simplicidad, que el esfuerzo cortante transversal de cálculo  $V_{Ed}$  lo soporta en su totalidad la sección de acero. Alternativamente es posible distribuirlo entre la sección de acero y el hormigón.

La interacción entre el momento flector y el esfuerzo cortante en la sección de acero puede tenerse en cuenta reduciendo los límites de las tensiones de flexión en las zonas que se encuentran afectadas por esfuerzo cortante significativo. Esta reducción del límite elástico en las zonas con tensiones tangenciales elevadas puede representarse, para un cálculo sencillo, mediante una reducción en el espesor de elemento o elementos de la sección de acero que soporta dichas tensiones tangenciales.

Deberemos de tener en cuenta esta influencia solo si el esfuerzo cortante soportado por la sección de acero supera el 50% de su resistencia plástica a cortante  $V_{pl,a,Rd}$  que viene dada por:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

Donde  $A_v$  es el área tensionada por cortante de la sección de acero.

## 5.9. RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A COMPRESIÓN AXIL Y FLECTOR EN UN SOLO PLANO

Los principios del método propuesto por el EC4 para el cálculo de la resistencia de una pieza bajo carga axil y momento flector en un plano se demuestra esquemáticamente en la figura, que representa una versión normalizada del diagrama de interacción para la resistencia de las secciones transversales presentado en párrafos anteriores.

Para un axil de compresión de cálculo  $N_{Ed}$  la resistencia plástica de la sección  $M_{pl,N,Rd}$ , que es una proporción  $\mu_d$  de la resistencia plástica completa  $M_{pl,Rd}$  se obtiene mediante la curva de interacción.

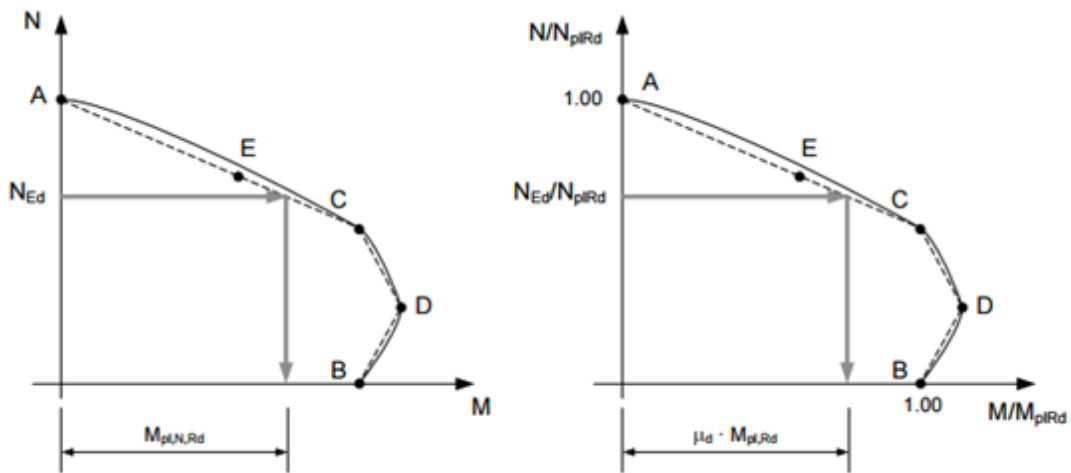


Figura 23. Curva de interacción para un pilar flexo-comprimido.

La ecuación basada en el diagrama de interacción que debe cumplir todo pilar sometido a flexo-compresión es:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

$\alpha_M$  es un factor que tiene en cuenta el tipo de acero empleado:

$$\alpha_M = 0.9 \rightarrow 235 \text{ MPa} \leq f_y \leq 355 \text{ MPa}$$

$$\alpha_M = 0.8 \rightarrow 420 \text{ MPa} \leq f_y \leq 460 \text{ MPa}$$

La reducción del 10%/20% en la resistencia indicada por el factor 0,9 compensa simplificaciones implícitas en el método de cálculo. Por ejemplo, la curva de interacción ha sido establecida sin considerar límites en las deformaciones del hormigón. Por ello, los momentos flectores, incluyendo los efectos de segundo orden, se calculan utilizando la rigidez a flexión eficaz  $EI_{eff}$  obtenida teniendo en cuenta el área completa de la sección transversal de hormigón.

De la figura resulta evidente que los valores de  $\mu_d$  tomados del diagrama de interacción pueden valer como mucho 1,0 en la región del punto D, donde un cierto nivel del axil aumenta la capacidad del momento de la sección.

En la práctica, valores de  $\mu_d$  por encima de 1,0 no deberían utilizarse a no ser que el momento  $M_{Ed}$  sea directamente causado por el esfuerzo axil  $N_{Ed}$ , actuando a una excentricidad fija sobre un pilar estáticamente determinado.

### 5.10. RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A COMPRESIÓN AXIL Y FLECTOR EN DOS PLANOS

Cuando un pilar mixto se somete a compresión axil junto con flexión en dos planos; es preciso, en primer lugar, chequear su resistencia a compresión y flexión uniaxial individualmente para cada plano de flexión. No obstante esto no es suficiente, y es necesario verificar su comportamiento a flexión biaxial.

Cuando se hace esto solo es preciso tener en cuenta las imperfecciones en el plano en el que resulte más probable el fallo (caso a). Para el otro plano de flexión (caso b) se desprecia el efecto de las imperfecciones.

Esto puede ser representado mediante dos condiciones simultáneas:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{My}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{Mz}$$

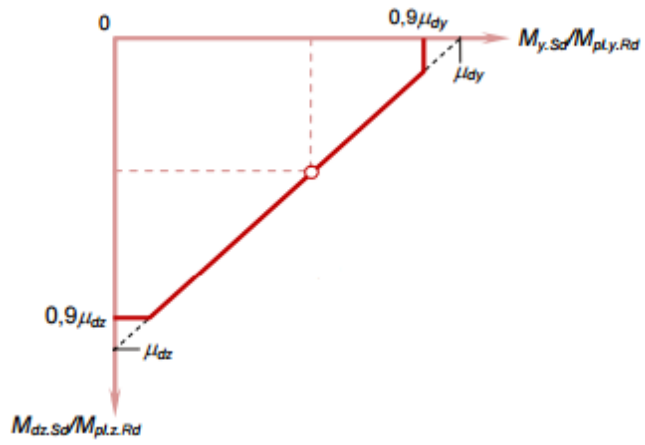
Si hay alguna duda respecto del plano más probable de fallo, se recomienda al diseñador considerar los efectos de las imperfecciones en ambos planos.

Para tener en cuenta los picos de tensiones provocadas por momentos entre los límites dados por las desigualdades, actuando respecto dos ejes ortogonales, deberá satisfacerse también una fórmula de interacción lineal entre los dos momentos de cálculo. Los momentos de cálculo son de nuevo calculados incluyendo ambas imperfecciones y la amplificación debida a los efectos "P- $\delta$ " de segundo orden.

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

Estas tres condiciones juntas definen el lugar geométrico de resistencia última en términos de los momentos de cálculo ortogonales para el valor del esfuerzo de compresión axil de cálculo  $N_{Ed}$ .





Lugar geométrico de resistencia a flexión biaxial en una sección de un pilar bajo axial  $N_{Sd}$ .

Figura 24. Resistencia de la sección sometida a compresión y flexión en dos planos.

## **6. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **6.1. JUSTIFICACIÓN**

Como hemos visto en el apartado 2, el estado del arte actual no consta de muchos estudios referentes al tema que se está tratando.

Vemos que muchos de los estudios realizados poseen pocos elementos a ensayar. En el trabajo que más elementos se han estudiado, han sido 12 pilares, algo que creemos escaso para poder evaluar correctamente esta configuración de pilares mixtos propuesta.

Por tanto se ha visto la necesidad de realizar una campaña experimental amplia con más de 50 pilares de diferentes tipos de geometrías y características para así realizar un estudio de peso en el tema.

### **6.2. SELECCIÓN DE PARÁMETROS DEL EXPERIMENTO**

En esta sección se describe el programa experimental que se ha planteado para investigar el comportamiento de pilares mixtos de doble piel de tipo tubular de acero, de sección cuadrada, rectangular y circular, rellenos con diferente tipo de hormigón, sometido a carga axial sin excentricidad y con excentricidad, sobre elementos cortos.

La respuesta de los pilares mixtos, tubulares rellenos, está relacionada con los materiales empleados (propiedades mecánicas del acero y del hormigón), geometría de la sección y del elemento y, el punto de aplicación de la carga.

La definición de los parámetros de diseño se ha realizado a partir de aquellos que se han tomado de los estudios experimentales realizados por diversos autores para caracterizar el comportamiento de los CFDSST.

En concreto se han seleccionado para nuestro programa experimental las siguientes variables:

- Longitud del elemento
- Materiales utilizados
- Geometría
- Excentricidad aplicada

### 6.2.1. LONGITUD

En general, los ensayos de pilares tradicionalmente se clasifican en dos tipologías: cortos (stubs) y largos. En el presente proyecto se ha decidido estudiar los pilares cortos, fijando su longitud en 300 mm, un valor muy usual en este tipo de ensayos.

La elección se ha tomado para que su traslado fuera el más fácil posible, además asegurándonos de que esta longitud era correcta para nuestro banco de ensayos.

Al tratarse de pilares cortos, el volumen de hormigón que podemos obtener de la amasadora nos sirve para rellenar un alto número de probetas en cada amasada de hormigón.

### 6.2.2. MATERIALES

#### 6.2.2.1. *Hormigón.*

Se decide trabajar con hormigones de diferente resistencia y así poder analizar la influencia de los materiales en el comportamiento del elemento.

Así en este proyecto se trabaja con hormigón de dos tipos; 30 MPa y 90 MPa.

El rango de aplicación del Eurocódigo 4 solo contempla trabajar con hormigón de resistencia igual o menor a 50 MPa. Nosotros saldremos de ese rango, para ver cómo se comportan los pilares ante estas situaciones que no están reflejadas en la norma.

#### 6.2.2.2. *Acero*

Así mismo, también se plantea la posibilidad de trabajar con acero de diferentes características y así poder analizar la influencia de este material en el comportamiento del pilar.

En el proyecto tendremos principalmente dos tipos de acero, el acero de 275 MPa y 355 Mpa.

Estos datos de tensión de límite elástico ( $f_y$ ), son los que el proveedor de acero nos ha facilitado.

Cabe decir, que como se comenta anteriormente, el Eurocódigo 4, no contempla la posibilidad de utilizar acero que supere los 460 MPa.

### 6.2.3. GEOMETRÍA

La geometría del pilar varía en función de la combinación de secciones elegidas y sus dimensiones. Así en este proyecto las topologías estudiadas se muestran en la figura 24.

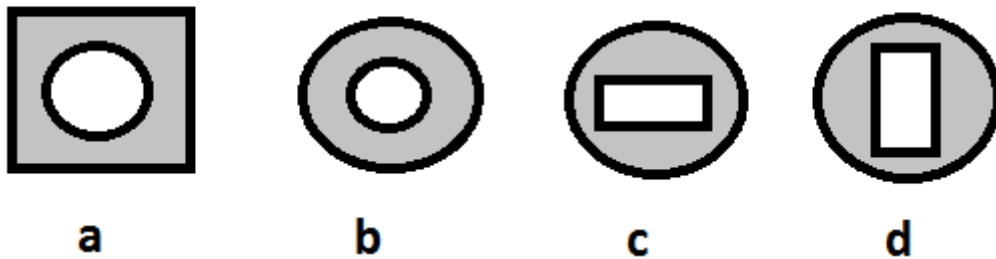


Figura 25. Secciones finales.

Para la selección del rango de dimensiones se ha estudiado el catálogo de perfiles tubulares que ofrece la multinacional Acelor Mittal ,se han buscado algunos tubos no normalizados para así poder escapar de los requisitos que muestra el Eurocódigo 4 y así evaluar si la eficacia de la norma puede ser aplicada en otros casos.

Esto puede conllevar a tener tensiones residuales y fallos de tolerancia en nuestros pilares.

En el proyecto se han utilizado los siguientes tubos, con diferentes geometrías y medidas.

Tubos circulares:

- 219,1.3,0 (mm)
- 108,0.2,0 (mm)
- 101,6.2,0 (mm)

Tubos rectangulares:

- 100,0.80,0.2,0 (mm)

Tubos cuadrados:

- 175.175.3 (mm)

Con las secciones comentadas se han realizado las siguientes combinaciones:

- **S/175.175-C/108**
- **C/219,1-C/101,6**
- **C/219,1-C/108**
- **C/213,1-R/100.80(Débil)**
- **C/213,1-R/100.80(Fuerte)**

Por otra parte, el parámetro D/t es importante en el comportamiento seccional de las columnas cortas, dado que de él depende el fallo por inestabilidad local de las paredes del perfil tubular.

Se comprueban las restricciones aconsejadas en el EC4 ya explicadas anteriormente para evitar el pandeo local, donde se verá el incumplimiento de alguno de los perfiles.

Siendo  $d = \text{Max}(b,h)$

Secciones huecas **circulares**:

$$\frac{\text{Diametro}}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2$$

Secciones huecas **rectangulares**:

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \varepsilon$$

Siendo el resultado en nuestros pilares el siguiente:

Nombre	b/D	h/D	t	d/t	$\varepsilon \cdot 52 / 90 \cdot \varepsilon^2$	CUMPLE
219,1.3,0	219,1		3	73,03333	76,9090909	SÍ
108,0.2,0	108,0		2	54	59,577467	SÍ
100,0.80,0.2,0	100	80	2	50	42,3080587	NO
175.175.3,0	175	175	3	58,3333	48,06946	NO
101,6.2,0	101,6		2	50,8	76,9090909	SÍ

Tabla 6. Relación D/t de los pilares del proyecto.

Vemos que el parámetro D/t de algunos tubos de acero elegidos no cumple con la norma, algo que nos puede llevar a pensar que algunos de los pilares mixtos darán valores de resistencia inferiores a los esperados por la norma, algo que se comprobará mas tarde.

#### 6.2.4. EXCENTRICIDAD APLICADA

De este modo, el ratio de excentricidades en todos los ensayos es igual a 1. Es decir, aplicamos la misma excentricidad en ambas caras del pilar, para así provocar fuerzas con momentos, para intentar doblar los pilares.

Las excentricidades propuestas en ambas caras de los pilares son las siguientes:

- 0 mm
- 5mm
- 10mm
- 20mm
- 25mm
- 50mm

## 6.3. PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES

La construcción y el ensayo de los especímenes de la campaña experimental se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la Universitat Jaume I de Castellón.

### 6.3.1. HORMIGÓN

La preparación del hormigón comienza con el amasado. El hormigón se realizó in situ, para lo que se emplearon las dosificaciones de la tabla:

fc ( MPa)	Cemento(Kg)	Arena(Kg)	Grava (Kg)	Agua (l)	Humo de sílice ( Kg)	Fluidificante(Kg)
30	307	1119	666	220	-	-
90	570	705	890	180	50	12,3

Tabla 7. Dosificación, por m<sup>3</sup>, empleada para los diferentes hormigones.

El proceso que se ha llevado a cabo para obtener el hormigón es el siguiente.

Primero se procede al pesado de las materias primas, como se ha indicado antes, las medidas se toman de la tabla de dosificación, realizando una equivalencia para cada volumen propuesto a realizar.

Cabe destacar que para el hormigón de 30 MPa se utiliza como materia prima: cemento, arena, grava y agua.

Mientras que para el hormigón de alta resistencia de 90 MPa, se añade a los materiales anteriormente citados el humo de sílice (más fino que el cemento) y el fluidificante (hace que el agua moje más).



Ilustración 1. Materia prima tarada.

Una vez está tarada toda la materia prima se procede a amasarla, se empieza depositando en la amasadora primero la arena. Posteriormente se deposita la grava y se pone en marcha la amasadora para que estos dos componentes se mezclen.

Una vez mezclados se retira la tapa y se procede a introducir, si se trata de hormigón de 30 MPa, el cemento anteriormente tarado. Si se trata de hormigón de 90 MPa, a parte del cemento también se procederá a introducir el humo de sílice. Introduciendo éste último antes para así evitar que se escape el humo de sílice debido a su tamaño tan pequeño.

Se vuelve a cerrar la amasadora y se procede a introducir lentamente el agua mientras la amasadora realiza su movimiento de rotación para llevar a cabo el hormigón.

En la confección del hormigón de alta resistencia al agua se le vierte el fluidificante y luego se introduce todo en la amasadora de forma lenta pero constante para que se mezcle todo correctamente.

Una vez está listo el hormigón, es decir, tiene un aspecto homogéneo se procede a rellenar los perfiles de acero y también las probetas cilíndricas, que se utilizan para testear la resistencia del hormigón.

El control de las propiedades del hormigón se realizó sobre probetas cilíndricas de 150 mm x 300 mm, como explicaremos después.

El molde de las probetas cilíndricas se rellena en cada amasada diaria, se suelen rellenar tres probetas, una vez rellenas se vibran con el vibrador de aguja que tenemos en el laboratorio, para permitir la liberación de aire ocluido.

En la ejecución de las probetas cilíndricas se ha puesto mucha atención en el acabado de las mismas: la cara superior de la probeta se enrasa cada vez perfectamente, nivelándola y dejándola perpendicular a la superficie inferior.

Para conseguir esto, se ha fabricado una base, que permitirá que la superficie de tanto las probetas de hormigón como los pilares fabricados queden nivelados correctamente.

Cabe recordar que para que salga la probeta del molde de una forma sencilla, hay que pintar con un desenconfrante el interior y el exterior del molde antes de introducir el hormigón.

Una vez rellenos los moldes, estos permanecen sobre la base nivelada tapadas con un plástico para evitar que pierdan humedad y se desmoldan a las 24 horas.

Posteriormente se conservan, de forma normalizada, en una habitación a humedad y temperatura regulada a 20°C.

Más adelante se explicará cómo se refrentan las probetas para su ensayo.

### 6.3.2. ACERO

Los tubos de acero estructural que se van a utilizar son de grado S275, y S355. Estos tubos son fabricados a partir de chapa laminada en caliente y posteriormente conformados en frío para dar la forma al tubo. El proceso finaliza con una soldadura eléctrica longitudinal.

El proceso de conformado en frío produce un estiramiento en el material por la deformación creada que aumenta las propiedades mecánicas del mismo, limite elástico y módulo de elasticidad, a costa de disminuir su capacidad de alargamiento. A su vez, la soldadura introduce tensiones residuales en sus inmediaciones.

En la imagen que se muestra a continuación se pueden observar alguno de los tubos de 6 metros. De ellos se han obtenido los especímenes y las probetas para caracterizar el acero.



**Ilustración 2. Tubos de 6 metros forma rectangular.**

Los cortes de los tubos de 6 metros se efectuaron con una tronzadora que cuenta con lubricación para evitar el calentamiento excesivo de la zona cortada y que las propiedades del acero se vean modificadas por el aumento de temperatura.

Así mismo, se niveló tanto la maquinaria de corte como el elemento para conseguir que la sección cortada fuera lo más perpendicular posible, para así facilitar la elaboración del futuro pilar a ensayar y evitar la inclusión de defectos e imperfecciones.





Ilustración 3. Proceso de cortado de los pilares de 6 m en la tronadora.

### 6.3.3. LLENADO DEL PILAR Y CONTROL DE SU GEOMETRÍA.

Previo al hormigonado se colocan los tubos soldados sobre una placa de acero previamente nivelada, con el objetivo de evitar tener que soldar piezas de acero en la cara inferior del pilar y así asegurar la planicidad en la cara inferior y que los tubos de acero se sitúen concéntricos el uno del otro.

Por otra parte, en la parte superior se sitúa una barra, la cual es la encargada de hacer que los pilares no suban cuando se seque el hormigón y así mantener la parte inferior nivelada.

Se procede a rellenar los perfiles de acero, los cuales para evitar que el tubo exterior se desplace respecto al interior se realiza una soldadura.



Ilustración 4. Soldadura de los perfiles de acero.

Una vez rellenos se con ayuda del vibrador, como en el caso de las probetas cilíndricas, se procede a vibrar el hormigón para así eliminar el aire del interior y con ello lograr que el hormigón este distribuido homogéneamente. Se llena  $\frac{3}{4}$  del tubo y se procede a introducir el vibrador para eliminar las burbujas de aire del interior del tubo de acero.

Cuando el tubo está casi lleno, se vuelve a vibrar para eliminar las últimas burbujas de la parte superior.

Antes de taparlos con un plástico para que no ganen humedad, se procede a allanarlos con la llana lo cual nos permite que la superficie quede lo más lisa posible para así, poder realizar de una forma óptima los ensayos.

Después de taparlos llevamos a cabo un proceso de curado del hormigón, este período es de 28 días, para asegurar que llegue a la resistencia esperada.

Una vez pasados los 28 días, y antes de realizar los ensayos se procede a prepararlos.

Para preparar los pilares del ensayo, se sitúan sobre planos a escala 1:1, se marcan los cuatro ejes de los pilares en ambas caras de éstos para así poder tenerlos marcados para los ensayos y así controlar la excentricidad propuesta en cada caso.



Ilustración 5. Marcado de los pilares.

Una vez marcados los pilares se procede a su ensayo.

## 6.4. ESPECÍMENES A ENSAYAR

Cada uno de los ensayos se le ha identificado con un nombre con la siguiente estructura:

**X/a.b.c\_X/a'.b'.c'\_d\_ee.fff.fff'\_gg.(h) (i\_j)**

- X indica que se trata de una columna de sección Rectangular (R), Cuadrada (S), Circular (C)
- a indica la dimensión b del perfil exterior en mm o diámetro del perfil circular exterior
- b indica la altura h del perfil exterior en mm ( en perfil circular no se indica nada)
- c indica el espesor t del perfil exterior en mm
- d indica la longitud de la columna en m
- a' indica la dimensión b del perfil interior en mm o diámetro del perfil circular interior
- b' indica la altura h del perfil interior en mm ( en perfil circular no se indica nada)
- c' indica el espesor t del perfil interior en mm
- ee indica la resistencia del hormigón en MPa (“agua” en caso de rellenarse con ésta)
- fff indica el límite elástico nominal del acero exterior en MPa
- fff' indica el límite elástico nominal del acero interior en MPa
- gg indica la excentricidad en mm
- h indica el número de espécimen bajo estas condiciones, por si hay repetición del ensayo.
- i\_j indica del tubo que se ha confeccionado dicho pilar.

A continuación, en las tablas vemos los especímenes realizados.

Tube	Name	b_out/D	h_out	t_out	b_in/D	h_in	t_in	fy_out	fy_in	fc	e
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_0(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	0
45-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_5(45-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	5
45-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_10(45-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	10
45-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_20(45-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	20
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_25(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	25
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_50(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	50
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_0(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	0
46-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_5(46-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	5
46-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_10(46-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	10
46-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_20(46-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	20
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_25(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	25
49-87	C/219,1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_50(49-87)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	50

Tabla 8. C/213,1-R/100.80(Débil).

Tube	Name	b_out/D	h_out	t_out	b_in/D	h_in	t_in	fy_out	fy_in	fc	e
49-60	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_0(49-60)	219,1		3	108		2	275	355	30	0
42-59	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_5(42-59)	219,1		3	108		2	275	355	30	5
42-59	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_10(42-59)	219,1		3	108		2	275	355	30	10
42-59	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_20(42-59)	219,1		3	108		2	275	355	30	20
50-59	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_25(50-59)	219,1		3	108		2	275	355	30	25
52-59	C/219,1.3_C/108.2_300_30.275.355_50(52-59)	219,1		3	108		2	275	355	30	50
49-60	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_0(49-60)	219,1		3	108		2	275	355	90	0
43-57	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_5(43-57)	219,1		3	108		2	275	355	90	5
43-57	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_10(43-57)	219,1		3	108		2	275	355	90	10
43-57	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_20(43-57)	219,1		3	108		2	275	355	90	20
48-57	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_25(48-57)	219,1		3	108		2	275	355	90	25
52-62	C/219,1.3_C/108.2_300_90.275.355_50(52-62)	219,1		3	108		2	275	355	90	50

Tabla 9. C/219,1-C/108.

Tube	Name	b_out/D	h_out	t_out	b_in/D	h_in	t_in	fy_out	fy_in	fc	e
117-54	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_0(117-54)	175	175	3	108		2	275	355	30	0
117-56	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_5(117-56)	175	175	3	108		2	275	355	30	5
117-56	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_10(117-56)	175	175	3	108		2	275	355	30	10
117-56	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_20(117-56)	175	175	3	108		2	275	355	30	20
117-56	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_25(117-56)	175	175	3	108		2	275	355	30	25
117-56	S/175.175.3_C/108.2_300_30.275.355_50(117-56)	175	175	3	108		2	275	355	30	50
117-54	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_0(117-54)	175	175	3	108		2	275	355	90	0
117-55	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_5(117-55)	175	175	3	108		2	275	355	90	5
117-55	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_10(117-55)	175	175	3	108		2	275	355	90	10
117-55	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_20(117-55)	175	175	3	108		2	275	355	90	20
117-55	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_25(117-55)	175	175	3	108		2	275	355	90	25
117-55	S/175.175.3_C/108.2_300_90.275.355_50(117-55)	175	175	3	108		2	275	355	90	50

Tabla 10. S/175.175-C/108.

Tube	Name	b_out/D	h_out	t_out	b_in/D	h_in	t_in	fy_out	fy_in	fc	e
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_5(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	5
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_10(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	10
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_20(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	20
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_25(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	25
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_30.275.355_50(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	30	50
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_5(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	5
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_10(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	10
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_20(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	20
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_25(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	25
50-88	C/219.1.3_R/100.80.2_300_90.275.355_50(50-88)	219,1		3	100	80	2	275	355	90	50

Tabla 11. C/213,1-R/100.80(Fuerte).

Tube	Name	b_out/D	h_out	t_out	b_in/D	h_in	t_in	fy_in	fy_out	fc	e
49-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_0(49-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	0
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_5(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	5
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_10(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	10
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_20(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	20
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_25(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	25
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_30.275.275_50(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	30	50
49-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_0(49-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	0
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_5(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	5
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_10(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	10
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_20(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	20
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_25(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	25
52-82	C/219,1.3_C/101,6.2_300_90.275.275_50(52-82)	219,1		3	101,6		2	275	275	90	50

Tabla 12. C/219,1-C/101,6.

## 6.5. BANCOS DE ENSAYO.

### 6.5.1. PÓRTICO VERTICAL

El pórtico vertical, de la marca Ibertest, que hay disponible en el taller de la Universitat Jaume I, ha sido utilizado para caracterizar las probetas de hormigón, cuyo procedimiento de creación y posterior almacenamiento ha sido explicado anteriormente.

Para comprobar el límite elástico del hormigón se procede a realizar rotura de las probetas anteriormente citadas en el pórtico vertical de Ibertest, por norma hay una forma de refrentar las probetas previamente a la realización del ensayo.



Ilustración 6. Pórtico vertical. Ibertest.

El refrentado de las probetas se han realizado según las conclusiones extraídas de la tesis de Garavito [13], que estudió diferentes técnicas de ensayo de probetas de hormigón de alta resistencia y resistencia convencional. Determinó la idoneidad del mortero de azufre con una capa de 3 mm de espesor, frente a otros métodos como el pulido ó rectificado, mortero de azufre de alta resistencia y pasta de cemento aluminoso.

Una vez realizado el refrentado según Gravito, se procede a ensayar las probetas de hormigón.

El funcionamiento de la máquina es sencillo: se sitúa la probeta refrentada a analizar en un soporte el cual posee unas marcas circulares para colocar de una forma más sencilla y precisa, se regula la fuerza de descenso del pistón, se cierra la puerta de seguridad y se procede al ensayo.

Una vez el hormigón llega al punto donde colapsa se detiene el pistón y deja de hacer el movimiento de compresión, mientras que la fuerza máxima que ha soportado la probeta queda grabada en la pantalla.

En las imágenes mostradas anteriormente podemos ver el procedimiento anteriormente comentado. Vemos que se sitúa una camisa de goma alrededor de una de las probetas. Esto se realiza sólo en las probetas de 90 MPa, ya que éstas rompen de forma brusca al almacenar una alta cantidad de energía, la cual se libera en el momento de colapso de la probeta produciendo un fenómeno similar a una explosión.

En el siguiente apartado del proyecto podremos ver los resultados obtenidos en nuestro taller, para así poder caracterizar el hormigón realizado.

### 6.5.2. PÓRTICO HORIZONTAL

Este pórtico se diseñó con el fin de subsanar el problema que había para ensayar especímenes de longitud superior a los 2.5 metros (incluidos los apoyos), ya que el grupo de investigación Estructuras Mixtas lo había utilizado previamente en proyectos en los especímenes eran de estas longitudes. Puesto que la altura máxima que se puede alcanzar está limitada por la altura libre del laboratorio se diseñó un pórtico horizontal. Ahora en nuestro proyecto, al ser de 300mm no haría falta utilizar el pórtico horizontal, pero se ha considerado adecuado y se ha adaptado para soportar este nuevo tipo de pilar.

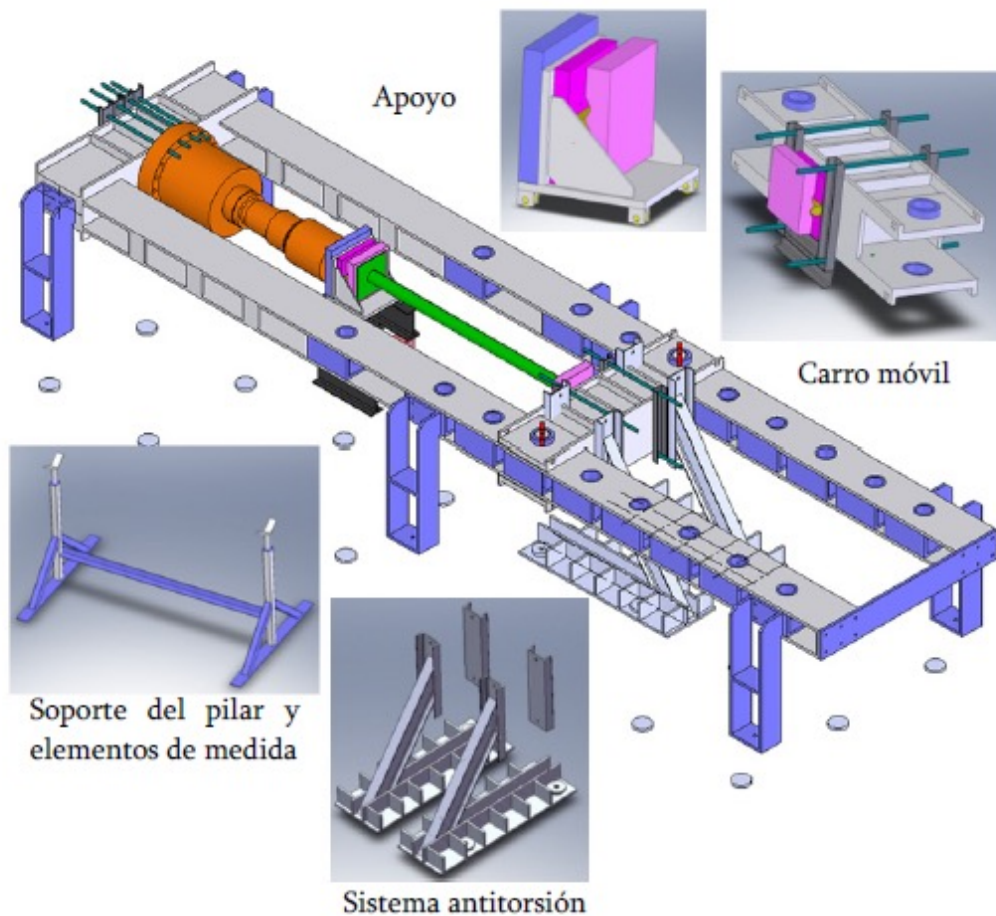


Ilustración 7. Croquis del pórtico horizontal.



Este pórtico es autoportante, es decir, no transmite esfuerzos a la losa de carga salvo el peso propio. La capacidad del actuador hidráulico del pórtico horizontal es de 5000 kN y en él se pueden ensayar elementos de hasta 4.5 metros de longitud.

Al posicionar este pórtico en horizontal se han diseñado una serie de elementos específicos para soportar el peso propio del actuador, los apoyos y el pilar a ensayar sin que afecten al propio ensayo. A su vez, se ha diseñado un sistema para evitar la acción de esfuerzos cortantes sobre el actuador y que impide el giro o la torsión del carro móvil por efectos de la excentricidad de las cargas.

Para adaptar la maquinaria a la longitud de los ensayos a realizar se ha desplazado el carro móvil y el sistema anti torsión hasta la longitud indicada. Tampoco se utilizará el soporte de pilares y elementos de medida, ya que al tratarse de pilares con una configuración diferente no son requeridos.



Ilustración 8. Pórtico horizontal.

A continuación podemos ver la nueva distribución del montaje para el proyecto que queremos desarrollar, vemos como hemos comentado que desaparece el soporte, y se ha añadido en el carro móvil y el apoyo unas escuadras las cuales nos permitirán sostener el pilar a ensayar.



Ilustración 9. Nueva distribución del pórtico.

Vemos como el carro móvil esta desplazado hasta la medida comentada, para así poder situar los pilares de 300mm.

En la parte izquierda de la imagen se puede observar como el pistón presiona la plancha de metal. El montaje se ha realizado para que la fuerza de compresión que el pistón realiza sobre la plancha de metal sea uniforme en la superficie de contacto con el pilar, para así no tener fuerzas puntuales, si no distribuidas en toda la base del pilar.

Del mismo modo se ha realizado la plancha de la derecha, permitiendo a ambas un leve movimiento de rotación para que cuando realicemos estudios con excentricidad, puedan ajustarse.

### 6.5.2.1. CONTROL DE LAS EXCENTRICIDADES

Fijándonos más detenidamente en la foto anterior podemos observar también que hay 4 tornillos, dos en cada extremo de la escuadra, estos 4 tornillos sirven para mediante su giro hacer subir o bajar el apoyo del pilar y así, ir ajustando las excentricidades de cada ensayo.

En la siguiente imagen ampliada podemos ver cómo se han marcado sobre las planchas metálicas unas líneas. Cada línea corresponde a cada una de las excentricidades que vamos a estudiar.



Ilustración 10. Control de las excentricidades.

6 líneas, las cuales están situadas en ambas chapas:

- 1: Excentricidad 0 mm
- 2: Excentricidad 5 mm
- 3: Excentricidad 10 mm
- 4: Excentricidad 20 mm
- 5: Excentricidad 25 mm
- 6: Excentricidad 50 mm

### 6.5.2.2. CAPTURA DE DATOS. SOFTWARE.

Para capturar los datos en el taller, se ha utilizado el software de Ibertest. Siempre hemos seguido los mismos pasos a la hora de la captura de los datos de los ensayos de los pilares.

El primer paso es acceder al software, en el apartado de gestión. Una vez estamos dentro de la pantalla de gestión, se procede a recuperar otro: accediendo a esta opción recuperamos la configuración de algún ensayo previo. El objetivo de esta operación es mantener los parámetros en todos los ensayos constantes.

El segundo paso a realizar es, dentro del apartado de gestión también, accedemos a cambiar nombre, para así poder renombrar el anterior ensayo en el nuevo a realizar.

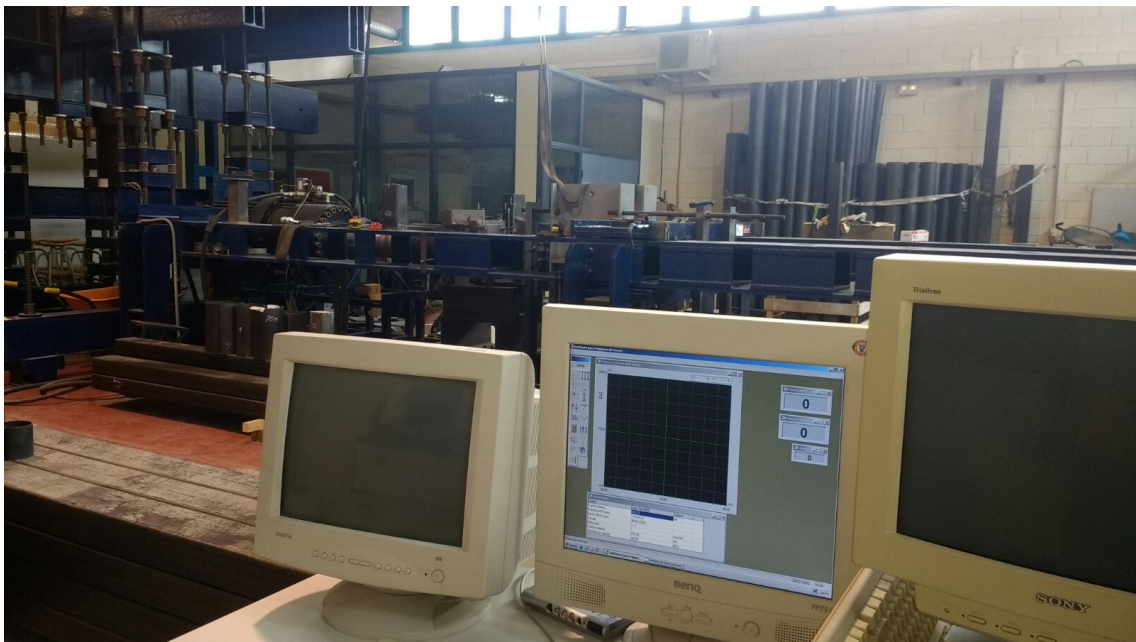


Ilustración 11. Sistema de control del pórtico horizontal.

Se nombra de la siguiente forma:

Nº de tubo exterior-nº de tubo interior-  $f_{ck}$  - excentricidad

Una vez nombrado se graba.

El tercer paso consiste en entrar en el apartado Probeta. Ahí comprobamos que los datos son correctos y en información adicional situamos el nombre de pilar anteriormente indicados en el apartado 6.4.

Una vez realizado todos los pasos anteriores se procede a ir al apartado de control para indicar en parámetros de control de la máquina que esté activado el retorno automático al final de cada ensayo, para evitar cualquier inconveniente.

Si se trata del primer ensayo en la jornada, se procede previamente en el apartado de mover del software, a realizar tracción y luego compresión para mover el pistón y así poder eliminar el posible aire que se haya quedado dentro del ciclo de aceite.

Una vez realizado el calentamiento previo, se procede a dar inicio al ensayo de los pilares, cuando se produce la rotura de los pilares, se debe esperar a que descienda la pendiente de fuerza un 15 % para poder parar en ensayo.

El último paso es volver a gestión para grabar los resultados obtenidos.

## 7. RESULTADOS

En este apartado vamos a presentar, comentar y analizar todos los resultados que hemos obtenido durante los ensayos del presente proyecto.

En el apartado 7.1 veremos qué valores de resistencia de hormigón se han obtenido experimentalmente y los compararemos con los datos teóricos esperados.

Posteriormente, en el apartado 7.2 hablaremos del comportamiento de los pilares con una misma configuración, pero con diferente tipo de hormigón.

Para continuar en el apartado 7.3 haciendo una comparativa de todas las configuraciones de pilares, por una parte la respuesta que tienen con hormigón de 30 MPa y por otra parte con 90 MPa.

Posteriormente en el apartado 7.4 se ha comparado los resultados experimentales de las configuraciones circular-circular, con los resultados teóricos obtenidos.

Para concluir con el apartado 7.5 viendo la influencia que tienen las áreas en los resultados obtenidos.

### 7.1. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

Como hemos visto anteriormente, durante la fabricación de los pilares, después de cada amasada se guardaban 3 probetas de hormigón, para posteriormente ensayarlas en el pórtico vertical y así poder caracterizar el hormigón.

A continuación en la Tabla 8, podremos observar los resultados obtenidos.

Tipo de pilar	Fc Teórico	Fc experimental	Fecha creación	Fechas test
C/219,1-C/108	30 MPa	38.19 MPa	14/06/2016	21-28/07/2016
C/219,1-C/108	90 Mpa	94.65 MPa	16/06/2016	21-28/07/2016
C/213,1-R/100.80(Débil)	30MPa	35.27 MPa	07/06/2016	21-28/07/2016
C/213,1-R/100.80 ( Débil)	90MPa	94.61 MPa	08/07/2016	22-28/07/2016
S/175.175-C/108	30 MPa	40.91 MPa	27/04/2016	19/07/2016
S/175.175-C/108	90 MPa	89.62 MPa	04/05/2016	19/07/2016
C/213,1-R/100.80(Fuerte)	30 MPa	44.29 MPa	24/05/2016	21-27/07/2016
C/213,1-R/100.80(Fuerte)	90 MPa	96.73 MPa	19/05/2016	21-27/07/2016

Tabla 8. Resumen de resultados de los ensayos de hormigón.

En la tabla se muestra, el tipo de pilar en el cual se encuentra el hormigón ensayado en las probetas. También vemos el límite elástico teórico y el experimental obtenido. El límite elástico experimental que se muestra es el promedio de los resultados obtenidos del ensayo de las tres probetas por amasada.

Además podemos ver la fecha de realización de las amasadas y por su parte ver el intervalo en el cual se ensayaron las probetas en el pórtico vertical.

Podemos observar que todos los hormigones realizados superan el límite elástico teórico, aunque cabe destacar, que la amasada de 90 MPa correspondiente al 05/04/2016 no llega a tener el valor esperado, aunque se acerque. Este resultado podemos darlo por bueno, ya que no hay apenas diferencia con el teórico esperado.

Este resultado puede ser debido a las condiciones de calor que tuvimos en el taller el día de la amasada, produciendo un hormigón más seco y más difícil de manejar, obteniendo un resultado de resistencia un poco por debajo de lo esperado.

## **7.2. PILARES CON MISMA GEOMETRÍA PERO DIFERENTE TIPO DE HORMIGÓN**

En esta sección, para cada tipología de pilar se muestra una tabla. En dicha tabla se identifica cada pilar con su 'Nombre', del que cabe destacar que el valor indicado al final de cada uno de los nombres de los pilares (después del último guión) corresponde con la excentricidad aplicada en el ensayo.

### **7.2.1. C/219,1-C/108**

La configuración de este tipo de perfiles es la siguiente:

- Exterior : Tubo de acero circular de 219,1 mm de diámetro y 3 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Interior: Tubo de acero circular de 108 mm de diámetro y 2 mm de espesor con un límite elástico de 355 MPa.
- Hormigón: Puede ser hormigón de 30 MPa o 90 MPa.

A continuación podemos ver en la Tabla 9 los resultados obtenidos para cada pilar y cada excentricidad utilizada, con la fecha de preparación y de ensayo.

Podemos ver en el Grafico 1 que ocurre algo esperado, los pilares con hormigón de 30 MPa, aguantan a priori menos que los pilares compuestos por hormigón de 90 MPa. Esto se ve reflejado en el gráfico ya que todos los puntos de 30 MPa se encuentran por debajo de los de 90 MPa .

Nombre	Fecha prep.	Fecha ensayo	N exp. ( kN)	M exp. (kN·m)
49.60-30-0	14/06/2016	28/07/2016	1965,70	0
42.59-30-5	14/06/2016	27/07/2016	1852,50	9,2625
42.59-30-10	14/06/2016	27/07/2016	1790,20	17,902
42.59-30-20	14/06/2016	21/07/2016	1733,00	34,66
50.59-30-25	14/06/2016	25/07/2016	1919,80	47,995
52.59-30-50	14/06/2016	26/07/2016	1735,70	86,785
49.60-90-0	16/06/2016	28/07/2016	2875,70	0
43.57-90-5	16/06/2016	27/07/2016	2792,30	13,9615
43.57-90-10	16/06/2016	27/07/2016	2610,50	26,105
43.57-90-20	16/06/2016	21/07/2016	2185,30	43,706
48.57-90-25	16/06/2016	25/07/2016	2185,00	54,625
52.62-90-50	16/06/2016	26/07/2016	1747,30	87,365

Tabla 9. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-C/108

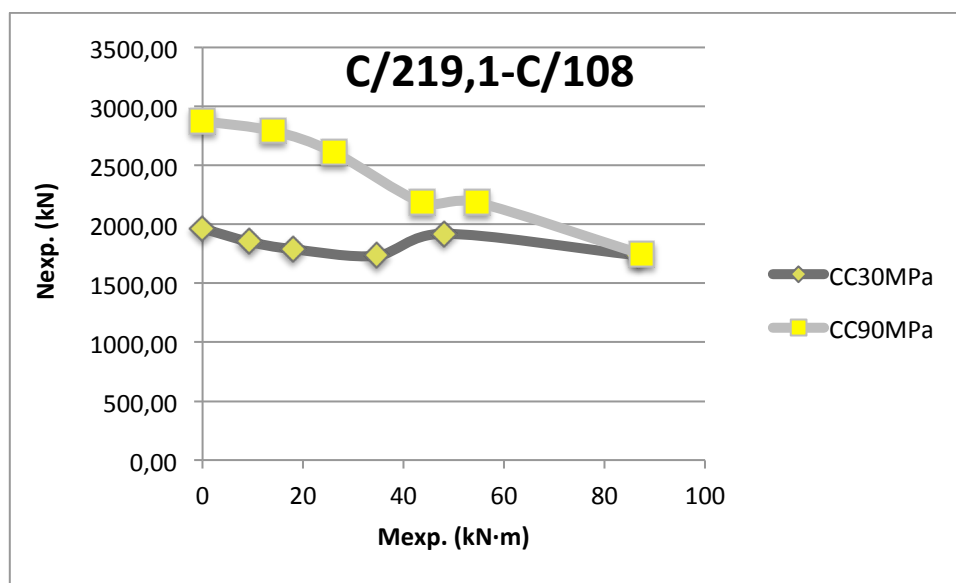


Gráfico 1. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-C/108.

Aunque podemos ver en el último punto, perteneciente a la excentricidad de 50 mm, cómo las medidas son prácticamente las mismas, esto puede ser debido a que cuando sometemos los pilares a excentricidades muy altas, estos se comportan como si estuvieran sometidos a tracción y, a tracción sólo actúa el acero. El hormigón resiste a tracción el 10% o menos de su capacidad a la compresión, inmediatamente se fisura y deja de soportar cargas. En la figura 26 se representa un diagrama teórico de las curvas esfuerzo/deformación que muestran el comportamiento de los dos materiales frente a tracción y a compresión. Es por esto, que el punto es prácticamente el mismo para los diferentes tipos de hormigón planteado.



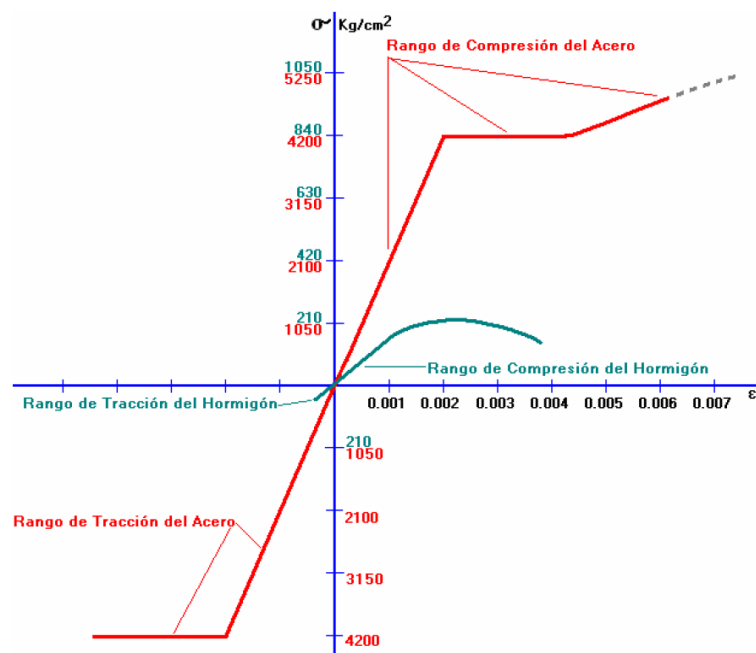


Figura 26. Curvas de esfuerzo-deformación del acero y el hormigón a tracción y compresión.

### 7.2.2. C/219,1-R/100.80

La configuración de este tipo de perfiles es la siguiente:

- Exterior: Tubo de acero circular de 219,1 mm de diámetro y 3 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Interior: Tubo de acero rectangular de 100mm de largo por 80 mm de ancho y 2 mm de espesor con un límite elástico de 355 MPa.
- Hormigón: Puede ser hormigón de 30 MPa o 90 MPa.

A continuación podemos ver los resultados obtenidos para cada pilar y cada excentricidad utilizada, con la fecha de preparación y de ensayo.

Nombre	Fecha prep.	Fecha ensayo	N exp. ( kN)	M exp. (kN·m)
49.87-30-0	07/06/2016	28/07/2016	1834,70	0,00
45.87-30-5	07/06/2016	28/07/2016	1679,00	8,40
45.87-30-10	07/06/2016	27/07/2016	1729,00	17,29
45.87-30-20	07/06/2016	21/07/2016	1300,80	26,02
49.87-30-25	07/06/2016	22/07/2016	1183,00	29,58
49.87-30-50	07/06/2016	26/07/2016	845,00	42,25
49.87-90-0	08/06/2016	28/07/2016	2326,00	0,00
46.87-90-5	08/06/2016	28/07/2016	2696,00	13,48
46.87-90-10	08/06/2016	27/07/2016	2511,80	25,12
46.87-90-20	08/06/2016	22/07/2016	2373,80	47,48
49.87-90-25	08/06/2016	22/07/2016	1940,50	48,51
49.87-90-50	08/06/2016	27/07/2016	1705,00	85,25

Tabla 10. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-R/100.80(Débil).

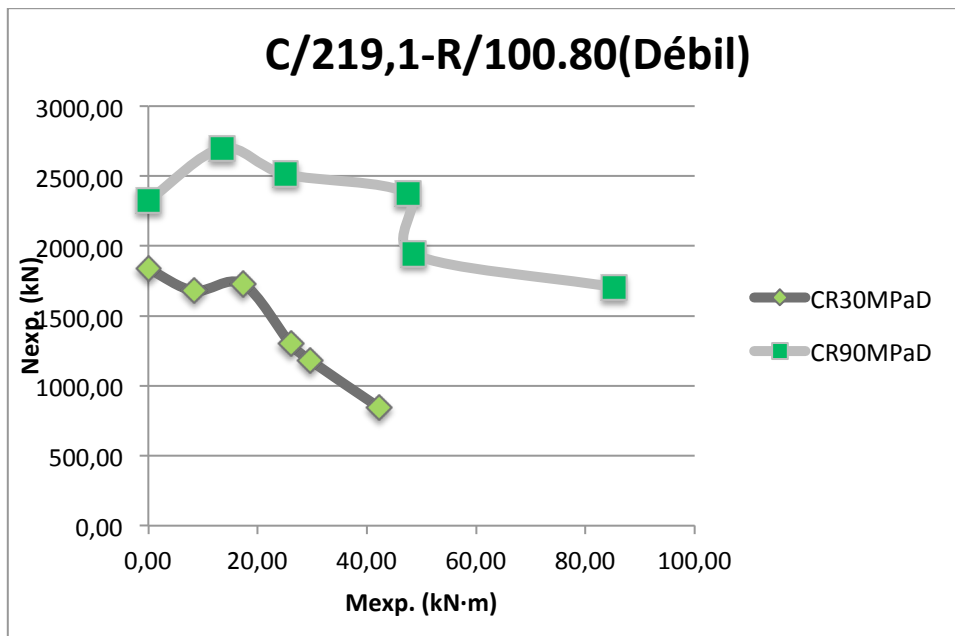


Gráfico 2. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-R/100.80 (Débil).

Vemos en el gráfico 2 como los pilares con hormigón de 30 MPa resisten menos que los pilares con configuración de 90 MPa, como era de esperar.

Se puede observar un descenso brusco e inesperado en la curva correspondiente a los pilares de 30 MPa, algo que llama la atención con respecto a las otras curvas anteriormente comentadas.

Además en la configuración de 30 MPa, vemos como el punto de 5 mm ha resistido menos carga a compresión que el punto de 10mm, algo que tampoco era esperado.

Estos resultados no esperados, pueden ser debidos a que los tubos son diferentes los unos a los otros, con un posible límite elástico diferente, debido a que no están extraídos todos de los mismos tubos iniciales. De ahí podemos comprender que los puntos de excentricidad 5 mm no sean los esperados en un principio.

### 7.2.3. S/175.175-C/108

La configuración de este tipo de perfiles es la siguiente:

- Exterior: Tubo de acero cuadrado de lado 175 mm y 3 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Interior: Tubo de acero circular de 108mm de diámetro y 2 mm de espesor con un límite elástico de 355 MPa.
- Hormigón: Puede ser hormigón de 30 MPa o 90 MPa.

A continuación podemos ver los resultados obtenidos para cada pilar y cada excentricidad utilizada, con la fecha de preparación y de ensayo.

Nombre	Fecha prep.	Fecha ensayo	N exp. ( kN)	M exp. (kN·m)
117.54-30-0	27/04/2016	19/07/2016	1381,20	0,00
117.56-30-5	27/04/2016	19/07/2016	1605,00	8,03
117.56-30-10	27/04/2016	19/07/2016	1492,50	14,93
117.56-30-20	27/04/2016	19/07/2016	1239,50	24,79
117.56-30-25	27/04/2016	19/07/2016	1258,50	31,46
117.56-30-50	27/04/2016	19/07/2016	1053,30	52,67
117.54-90-0	27/04/2016	19/07/2016	1921,20	0,00
117.55-90-5	27/04/2016	19/07/2016	1730,70	8,65
117.55-90-10	27/04/2016	19/07/2016	2042,50	20,43
117.55-90-20	27/04/2016	19/07/2016	1510,50	30,21
117.55-90-25	27/04/2016	19/07/2016	1387,70	34,69
117.55-90-50	27/04/2016	19/07/2016	1113,00	55,65

Tabla 11. Resultados obtenidos para la configuración S/175.175-C/108.

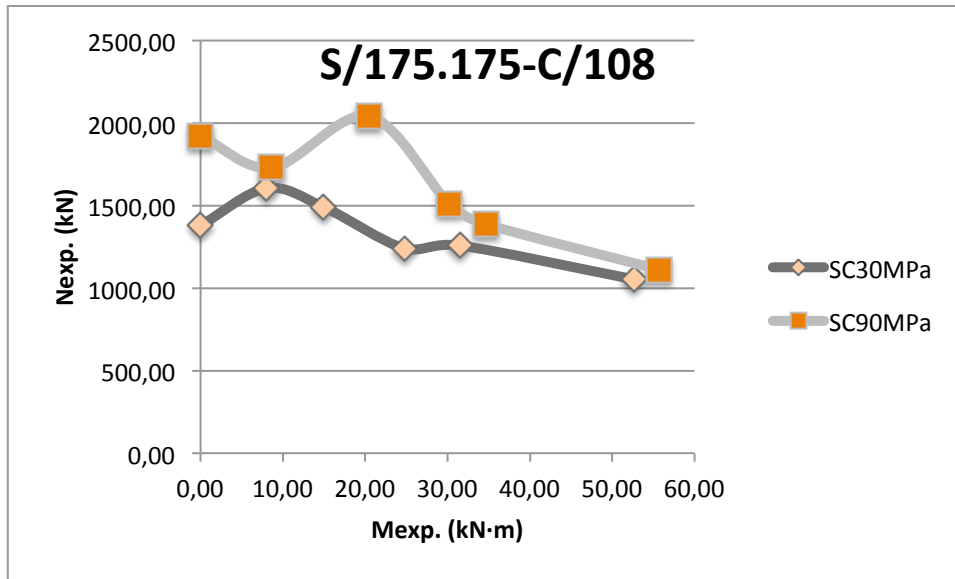


Gráfico 3. Momento frente a fuerza de compresión para S/175.175-C/108

Vemos que el gráfico 3 mantiene la misma dinámica que los gráficos anteriores, todos los puntos pertenecientes al pilar de 30 MPa están por debajo de los de la configuración con 90 MPa.

Vemos un cambio un poco brusco en la curva de la configuración de 90MPa, en la excentricidad de 20 mm podemos observar un aumento notable de resistencia del pilar. Se esperaba que el punto con más resistencia fuera el correspondiente a la excentricidad de 5 mm, como ocurre en la configuración de 30 MPa.

Aunque en esta configuración también vemos como los puntos correspondientes a la excentricidad de 50 mm resisten más fuerza de compresión de la esperada, produciendo un descenso más suave que el esperado. Esto es debido a lo que se ha comentado anteriormente, cuando el pilar está sometido a excentricidades elevadas sólo actúa el acero y por tanto por eso tenemos valores casi iguales y muy elevados, debido a que el acero tiene un límite elástico elevado.

Además, los puntos de excentricidad de 5 mm poseen valores parecidos de resistencia, creemos que es debido a que los tubos pueden tener diferentes propiedades, lo que hace que los resultados experimentales varíen tanto de unos ensayos a otros.

#### 7.2.4. C/219.1-R/100.80 (Fuerte)

La configuración de este tipo de perfiles es la siguiente:

- Exterior: Tubo de acero circular de 219,1 mm de diámetro y 3 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Interior: Tubo de acero rectangular de 100 mm de alto por 80 mm de ancho y 2 mm de espesor con un límite elástico de 355 MPa.
- Hormigón: Puede ser hormigón de 30 MPa o 90 MPa.

A continuación podemos ver los resultados obtenidos para cada pilar y cada excentricidad utilizada, con la fecha de preparación y de ensayo.

Como se ha comentado anteriormente en los otros gráficos, en el gráfico 4 vemos que todos los puntos de 90 MPa poseen mayor resistencia a compresión que los correspondientes a la configuración de 30 MPa.

Además, se puede observar que la curva perteneciente a 30 MPa, no desciende como se esperaba, también se puede ver que el punto de excentricidad de 5 mm, no responde a lo esperado y tiene menos resistencia que el punto de excentricidad 0 mm, algo que creemos no tiene sentido, aunque por lo explicado en las otras configuraciones, puede ser debido a que los tubos tengan características no muy diferentes entre ellos pero que hagan que el resultado sea visiblemente erróneo.

Al mismo tiempo, vemos como los puntos correspondientes a la excentricidad de 50 mm son demasiado elevados como en los gráficos anteriores, una tendencia que se repite.

Nombre	Fecha prep.	Fecha ensayo	N exp. ( kN)	M exp. (kN·m)
50.88-30-0f	02/06/2016	28/07/2016	1834,70	0,00
50.88-30-5f	02/06/2016	28/07/2016	1778,50	8,89
50.88-30-10f	02/06/2016	27/07/2016	1703,20	17,03
50.88-30-20f	02/06/2016	22/07/2016	1662,50	33,25
50.88-30-25f	02/06/2016	22/07/2016	1482,50	37,06
50.88-30-50f	02/06/2016	26/07/2016	1405,50	70,28
50.88-90-0f	02/06/2016	28/07/2016	2326,00	0,00
50.88-90-5f	02/06/2016	28/07/2016	3018,80	15,09
50.88-90-10f	02/06/2016	27/07/2016	2575,20	25,75
50.88-90-20f	02/06/2016	22/07/2016	2102,30	42,05
50.88-90-25f	02/06/2016	22/07/2016	2185,50	54,64
50.88-90-50f	02/06/2016	27/07/2016	1786,70	89,34

Tabla 12. Resultados obtenidos para la configuración C/219,1-R/100.80 (Fuerte)

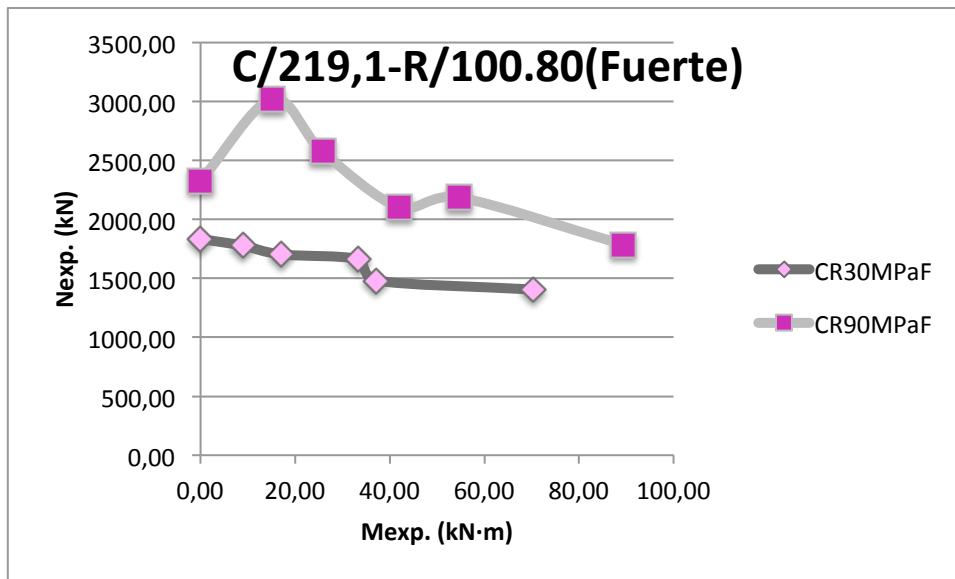


Gráfico 4. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-R/100.80 (Fuerte).

### 7.2.5. C/219.1-C/101,6

La configuración de este tipo de perfiles es la siguiente:

- Exterior: Tubo de acero circular de 219,1 mm de diámetro y 3 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Interior: Tubo de acero circular de 101,6 mm de diámetro y 2 mm de espesor con un límite elástico de 275 MPa.
- Hormigón: Puede ser hormigón de 30 MPa o 90 MPa.

A continuación podemos ver los resultados obtenidos para cada pilar y cada excentricidad utilizada, con la fecha de preparación y de ensayo.

Nombre	Fecha prep.	Fecha ensayo	N exp. ( kN)	M exp. (kN·m)
49.82-30-0	24/05/2016	27/07/2016	1994,70	0
52.82-30-5	24/05/2016	27/07/2016	2085,20	10,426
52.82-30-10	24/05/2016	27/07/2016	1987,20	19,872
52.82-30-20	24/05/2016	21/07/2016	2012,00	40,24
52.82-30-25	24/05/2016	25/07/2016	2015,80	50,395
52.82-30-50	24/05/2016	26/07/2016	1623,30	81,165
49.82-90-0	19/05/2016	27/07/2016	2987,50	0
52.82-90-5	19/05/2016	27/07/2016	3150,50	15,7525
52.82-90-10	19/05/2016	27/07/2016	3108,50	31,085
52.82-90-20	19/05/2016	21/07/2016	2503,80	50,076
52.82-90-25	19/05/2016	25/07/2016	2626,50	65,6625
52.82-90-50	19/05/2016	26/07/2016	1429,80	71,49

Tabla 13. Resultados obtenido para la configuración C/219,1-C/101,6.

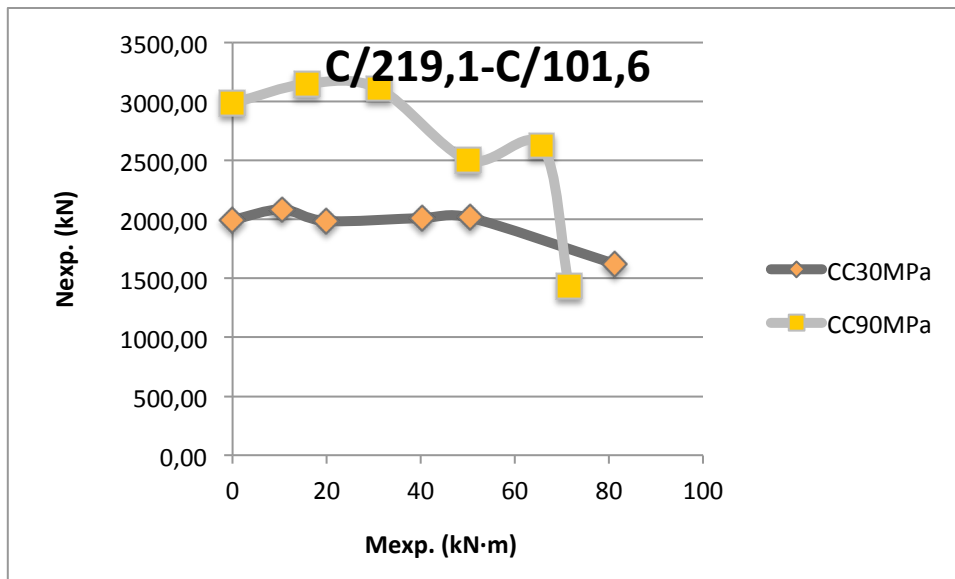


Gráfico 5. Momento frente a fuerza de compresión para C/219,1-C/101,6.

Vemos en el gráfico 5 que hay un punto, perteneciente a la excentricidad de 50 mm que no es esperado, es decir el valor de resistencia de 90 MPa, está por bajo de los 30 MPa. Puede ser debido a que la calidad del acero de este espécimen sea menor a la calidad del espécimen utilizado para 30 MPa, ya que en esta excentricidad el tipo de hormigón no influye demasiado, como se ha comentado anteriormente.

Además como se ha comentado antes, la curva perteneciente a 30 MPa, debería tener una pendiente más pronunciada, no ser casi una constante.

Vemos como en este caso los puntos pertenecientes a la excentricidad 5 mm sí que son mayores que los demás puntos, algo que era esperado que pasara.

## 7.3. PILARES CON MISMO HORMIGÓN PERO DIFERENTE GEOMETRÍA.

### 7.3.1. HORMIGÓN 30 MPa.

A continuación, vamos a estudiar cómo se comportan las diferentes geometrías ante la misma configuración de hormigón, en este caso un hormigón de 30 MPa.

En la siguiente gráfica podemos ver los cinco tipos de geometrías utilizadas:

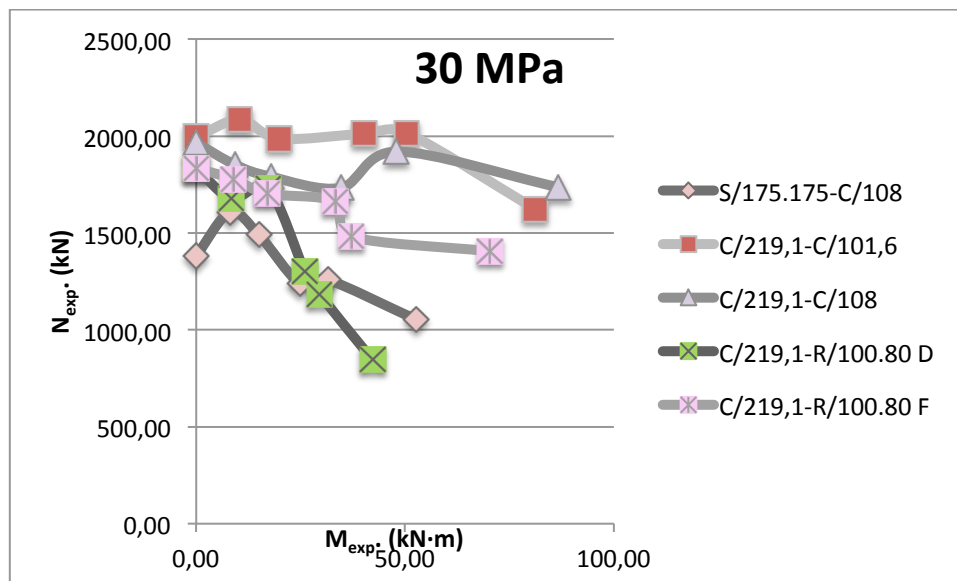


Gráfico 6. Axil vs Momento: Ensayos de pilares con hormigón de 30 MPa.

Vemos como las geometrías circular-circular son las que más fuerza a compresión resisten. Al mismo tiempo dentro de ambas configuraciones circular-circular vemos que la configuración que más resiste es la que menor diámetro interior tiene, puede ser debido a que al tener menos diámetro podemos introducir una mayor cantidad de hormigón. Aunque en el punto de excentricidad 50 mm vemos como esto cambia.

Se puede observar que con excentricidad 0 mm, la configuración que menos fuerza a compresión aguanta es la cuadrada-circular, puede ser debido a que la cantidad de hormigón que esta configuración permite almacenar es menor que ninguna otra configuración.

Por otro lado, podemos observar algo que no esperábamos, y es que la configuración circular-rectangular, con excentricidades bajo de 20 mm, la configuración en eje débil, resiste igual o más fuerza de compresión que la del eje fuerte, algo no esperado.

Además, vemos como todas las configuraciones en excentricidad 0 mm, excepto la configuración cuadrada-circular, tienen más o menos la misma resistencia a compresión, independientemente de la geometría del pilar.



### 7.3.2. HORMIGÓN 90 MPa.

A continuación, vamos a estudiar cómo se comportan las diferentes geometrías ante la misma configuración de hormigón, en este caso un hormigón de 90 MPa.

En la siguiente gráfica podemos ver los cinco tipos de geometrías utilizadas:

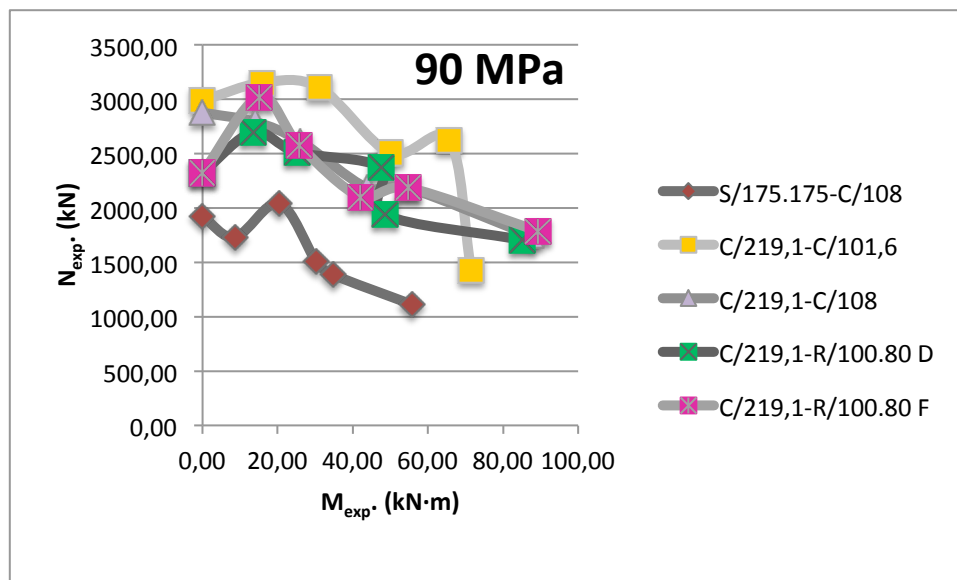


Gráfico 7. Axil vs Momento: Ensayos de pilares con hormigón de 90 MPa.

Viendo el gráfico 7, lo que más llama la atención es que los resultados de la configuración C/219.1-C/108 y C/2019,1-R/100.80 F tienen los resultados de fuerza de compresión prácticamente idénticos. Podríamos utilizar una geometría u otra sin ningún problema, ya que su comportamiento es parecido, aunque como se puede observar en la excentricidad 0 mm sería mucho mejor la configuración circular-circular.

El cambio más grande que vemos respecto a la gráfica 6 es que ahora la configuración cuadrada-circular es la que menos resiste, ningún punto supera a cualquier otra configuración.

Por su parte, vemos como la configuración C/219.1-C/101.6 es la que mejor resistencia tiene en todos sus puntos, en cambio cuando la sometemos a una excentricidad de 50 mm, pierde mucha resistencia a compresión, como podemos ver en el gráfico.

Comparando la configuración circular-rectangular con eje fuerte o eje débil, podemos ver que en excentricidad 20 mm la configuración débil supera a la fuerte, algo a tener en cuenta, ya que no es algo que esperábamos.

## 7.4. COMPARACIÓN CIRCULAR-CIRCULAR EXPERIMENTAL FRENTE A TEÓRICO.

A continuación, en este apartado de resultados, vamos a exponer y analizar los resultados experimentales y teóricos de la configuración circular-circular.

Vamos a comparar los resultados experimentales de esta configuración, con los esperados en el Eurocódigo 4, explicado anteriormente. Sólo se comparan estos tipos de geometría, porque se ha considerado que los resultados de las otras configuraciones no van a diferir mucho de la circular-circular.

### 7.4.1. RATIO $N_{exp}/N_{ec4}$ para C/219.1-C/108

Primero vamos con el gráfico correspondiente a C/219.1-C/108:

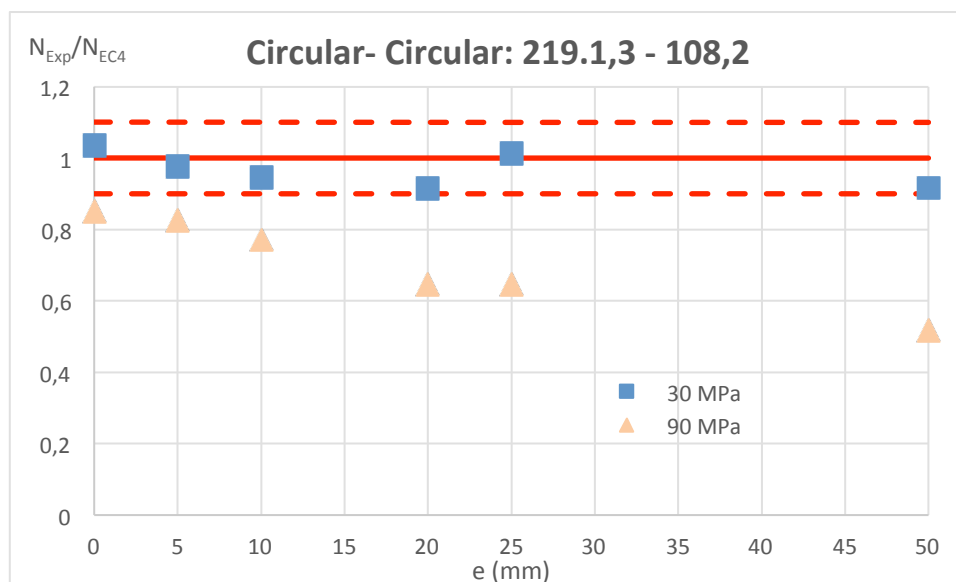


Gráfico 8. Comparación C/219.1-C/108 con la norma.

En el gráfico 8, vemos representados en el eje vertical la relación entre  $N_{exp}$  y  $N_{ec4}$ , mientras que en el eje horizontal podemos ver representadas las excentricidades correspondientes a cada ensayo.

El gráfico se ha representado, principalmente para detectar de una forma visual qué puntos de la configuración C/219.1-C/108 cumplen la norma y cuáles no. Para saber si cumplen la norma o no, se ha situado una línea roja en el punto donde la relación es igual a 1, es decir el límite calculado por la norma.

Vemos que los pilares con hormigón de 90 MPa no cumplen ninguno con el Eurocódigo 4, algo esperado ya que la norma no contempla las configuraciones hechas con este tipo de hormigón.

Por otra parte podemos observar como los puntos pertenecientes a los pilares de hormigón de 30 MPa, están más cerca de cumplir con la normativa, ya que sólo los puntos pertenecientes a las excentricidades de 0mm y 25 mm están por encima de 1 en la relación. Los otros puntos podríamos decir que también cumplen ya que sólo difieren en un 10% de lo esperado.

#### 7.4.2. RATIO $N_{Exp}/N_{Ec4}$ para C/219.1-C/101.6

Ahora vamos a analizar el gráfico correspondiente a C/219.1-C/101.6:

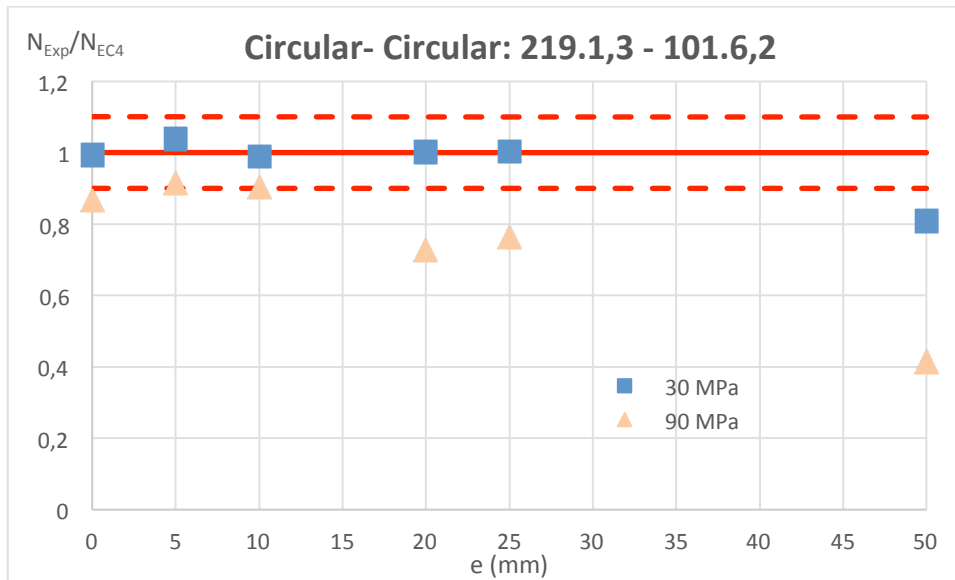


Gráfico 9. Comparación C/219.1-C/101.6 con la norma.

En el gráfico 9, vemos representados como en el gráfico 8 en el eje vertical la relación entre  $N_{Exp}$  y  $N_{Ec4}$ , mientras que en el eje horizontal podemos ver representadas las excentricidades correspondientes a cada ensayo.

En el gráfico se ha representado, principalmente para ver de una forma visual que puntos de la configuración C/219.1-C/101.6 cumplen la norma y cuáles no. Para saber si cumplen o no, se ha situado una línea roja en el punto donde la relación es igual a 1, es decir el límite donde se cumpliría la norma, cómo en el gráfico anterior.

Vemos que los pilares con hormigón de 90 MPa no cumplen ninguno con el Eurocódigo 4, aunque los puntos de 5 mm y 10 mm sí que llegan al 10 %, estos resultados son esperados ya que la norma no contempla las configuraciones hechas con este tipo de hormigón.

Por otra parte podemos observar como los puntos pertenecientes a los pilares de hormigón de 30 MPa, están más cerca de cumplir con la normativa, ya que sólo los puntos pertenecientes a las excentricidades de 10mm y 50 mm están por debajo de 1 en la relación, aunque sólo el punto perteneciente a 10 mm está dentro del 10 % que se ha comentado. El punto perteneciente a 50 mm estaría fuera de este rango comentado. Los otros puntos cumplen ya que sí que están por encima de la línea límite de 1.

### 7.4.3. COMPARACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL C/219.1-C/108

A continuación, vamos a analizar los gráficos correspondientes a las curvas axil- momento teóricas y experimentales de la configuración C/219.1-C/108, tanto con hormigón de 30 MPa, como con hormigón de 90 MPa.

El gráfico correspondiente al hormigón de 30 MPa, es el siguiente:

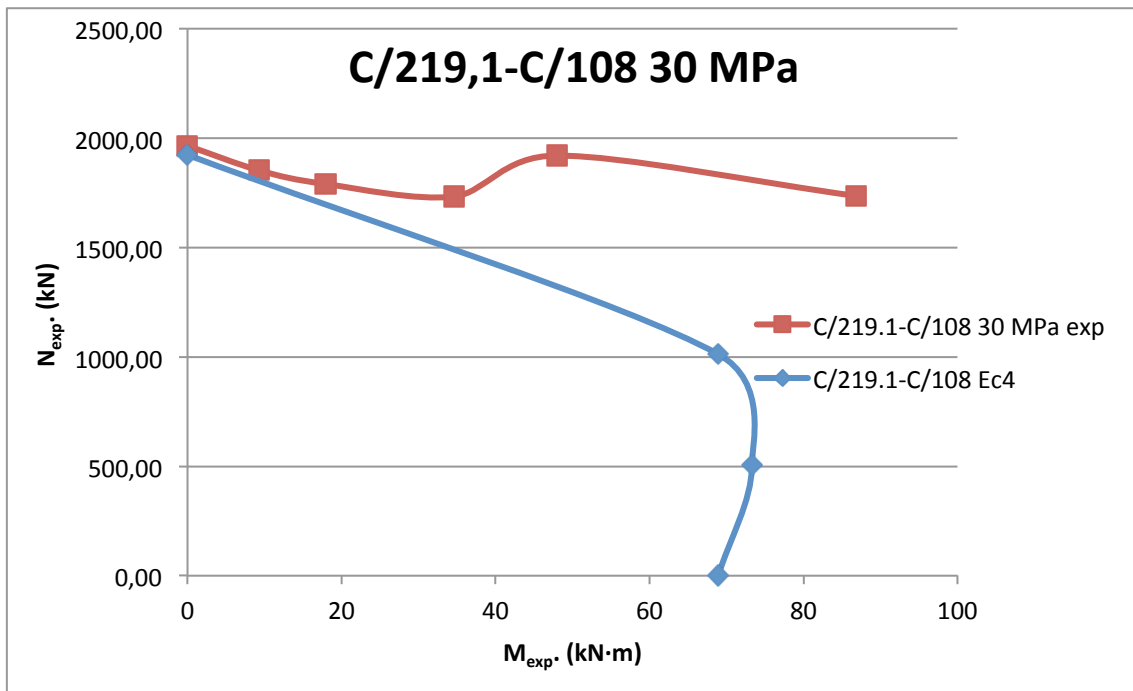


Gráfico 10. C/219.1-C/108 30 MPa.

Podemos ver que para la configuración presentada la norma es segura, porque lo que se puede observar en el gráfico 10 es que todos los puntos pertenecientes a los resultados experimentales están por encima de los puntos pertenecientes al Eurocódigo 4.

Por su parte, vemos el gráfico correspondiente al hormigón de 90 MPa:

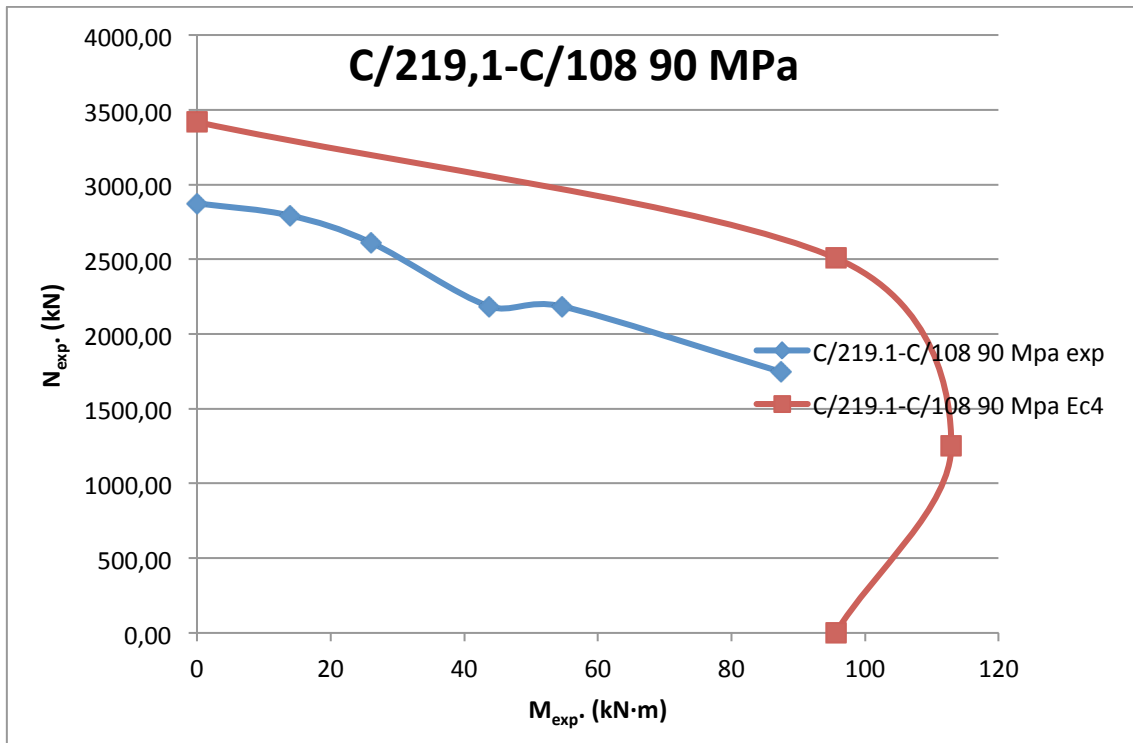


Gráfico 11. C/219.1-C/108 90 MPa.

Vemos, como se esperaba, que todos los puntos pertenecientes a la curva experimental se encuentran situados por debajo de la curva teórica, esto es debido a que la norma no contempla el hormigón de 90 MPa. Se puede decir por tanto que la norma no puede ser utilizada para realizar este tipo de configuraciones.

#### 7.4.4. COMPARACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL C/219.1-C/101.6

A continuación, vamos a analizar los gráficos correspondientes a las curvas axil- momento teóricas y experimentales de la configuración C/219.1-C/101.6, tanto con hormigón de 30 MPa, como con hormigón de 90 MPa.

El gráfico correspondiente al hormigón de 30 MPa, es el siguiente:

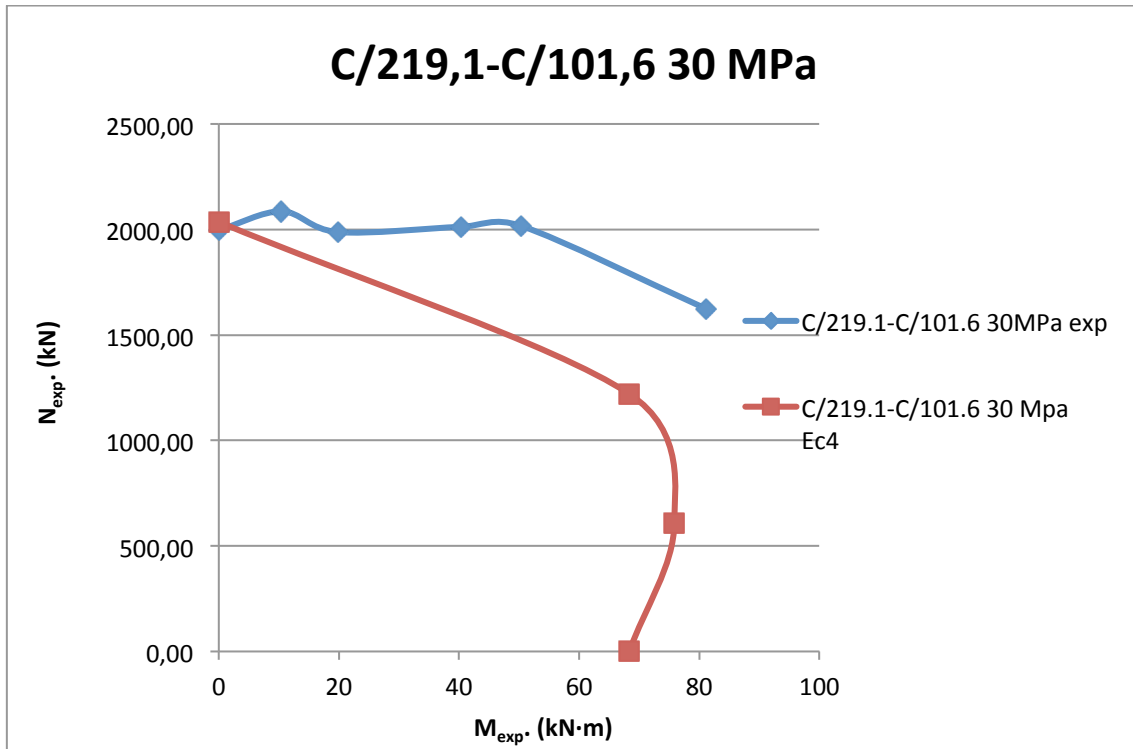


Gráfico 12. C/219.1-C/101.6 30 MPa.

Podemos ver que para la configuración presentada la norma es segura, porque se puede observar en el gráfico 12 como todos los puntos pertenecientes a los resultados experimentales, excepto el punto perteneciente a la excentricidad de 0 mm que está un poco por debajo de lo esperado, están por encima de los puntos pertenecientes al Eurocódigo 4.

Por su parte, vemos el gráfico correspondiente al hormigón de 90 MPa:

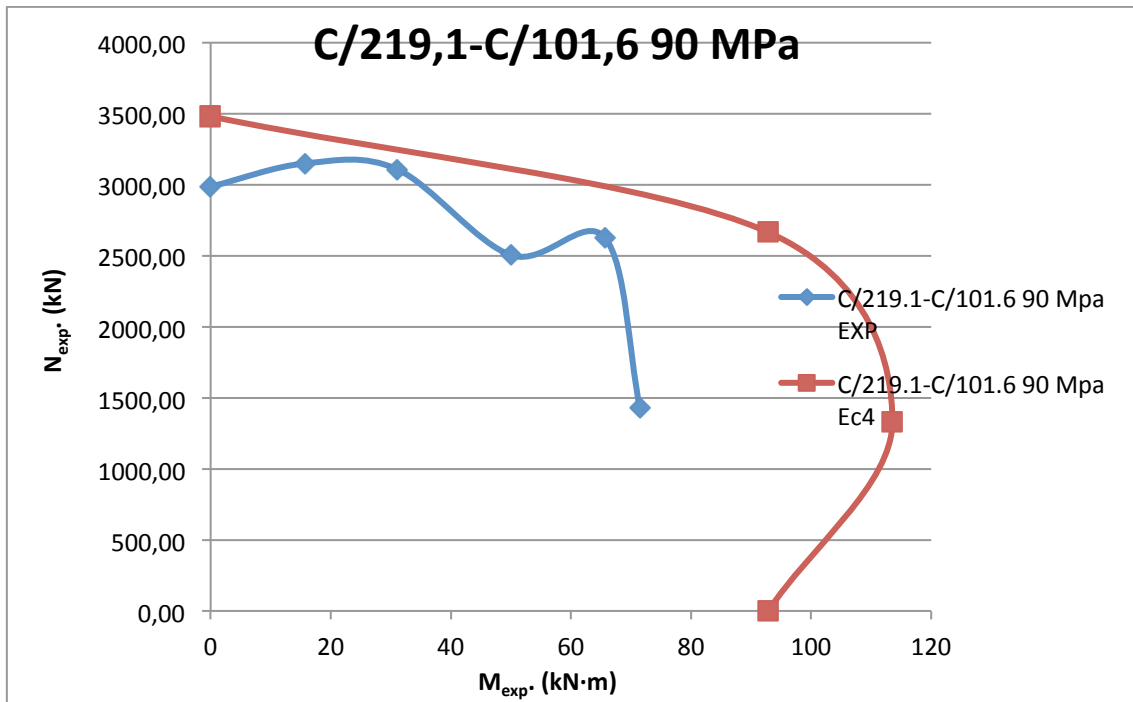


Gráfico 13. C/219.1-C/108 90 MPa.

Vemos, como se esperaba, que todos los puntos pertenecientes a la curva experimental se encuentran situados por debajo de la curva teórica. Esto demuestra que la norma no puede ser utilizada para realizar este tipo de configuraciones.

## 7.5. INFLUENCIA DE LAS ÁREAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES.

Los gráficos mostrados en el apartado 7.3 apuntan a que la proporción de hormigón y acero influye notablemente en el comportamiento del pilar. Es por ello que en el siguiente apartado vamos a hablar de la influencia que tienen tanto el área de hormigón, como el área de acero en el comportamiento a compresión de los pilares ensayados.

En los gráficos siguientes podemos ver como aparecen 4 áreas de acero, esto es debido a que hay una configuración de pilares que posee el mismo área, es la configuración correspondiente a circular-rectangular, se ha decidido hacer una media de resultados para poder ver de una forma más clara los resultados obtenidos.

### 7.5.1. INFLUENCIA DEL ÁREA DE ACERO

Vamos a ver cómo influye el área de acero en los pilares ensayados de 30 MPa:

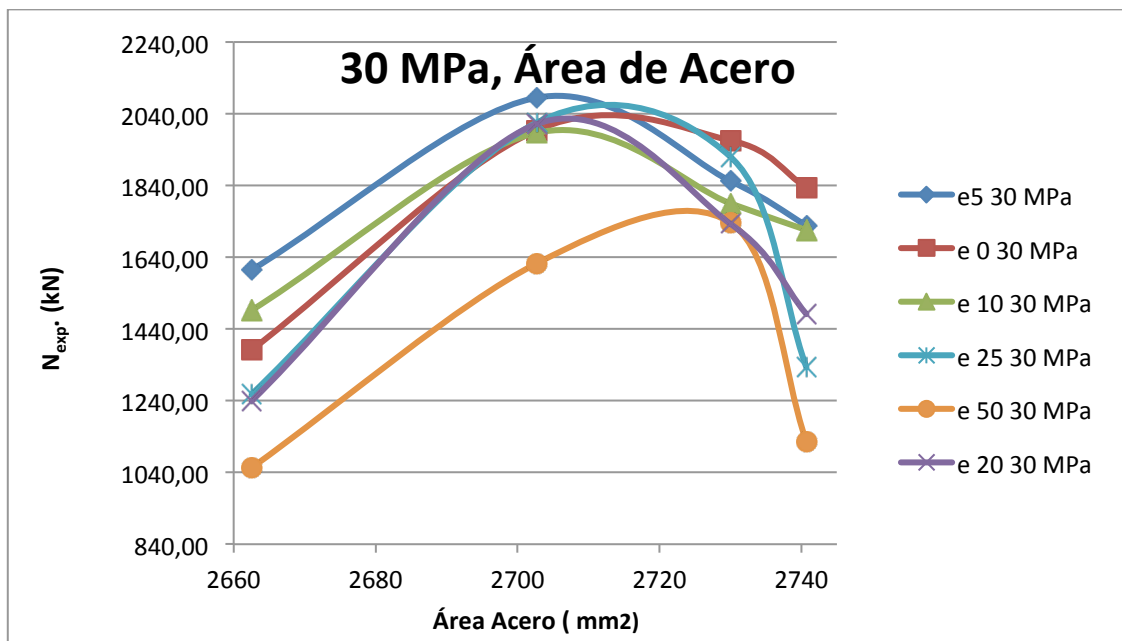


Gráfico 13.  $N_{exp}$  vs Aacero 30 MPa.

En el gráfico 13 podemos ver que con las configuraciones de 30 MPa y un área de acero media, sobre los 2700 mm<sup>2</sup> obtenemos los valores más altos de fuerza de compresión.

Por su parte, se puede observar que con un área máxima los resultados dependen mucho de las excentricidades aplicadas, es por eso que podemos ver cómo conforme aumenta la excentricidad la influencia del área de acero disminuye.



A continuación, vamos a observar los resultados con un hormigón de 90 MPa:

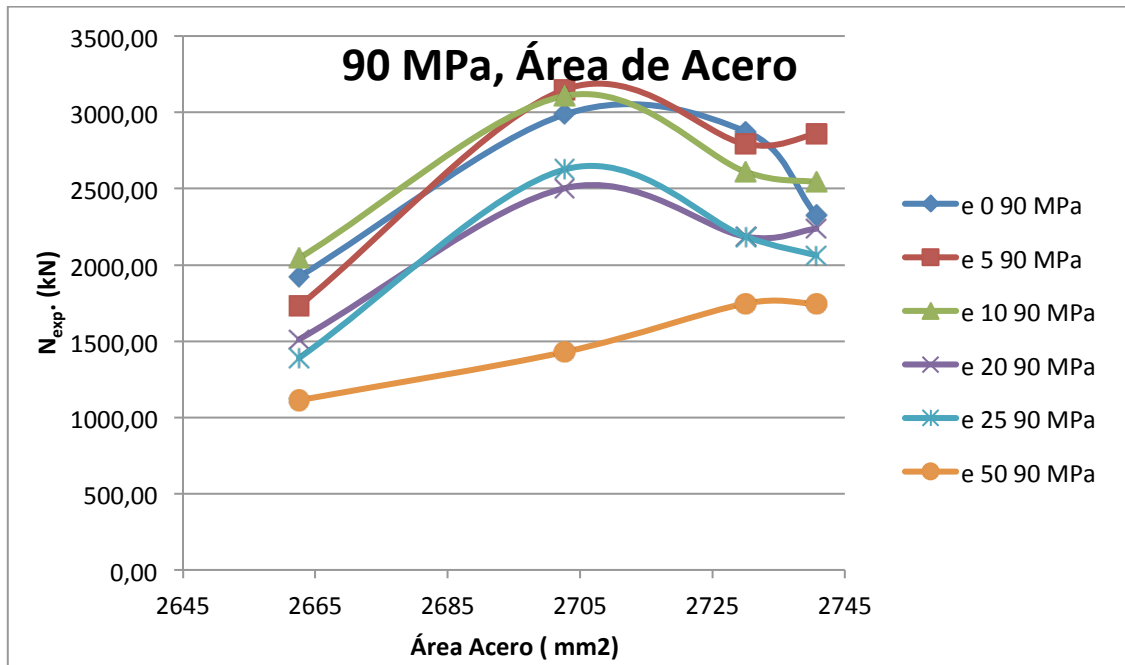


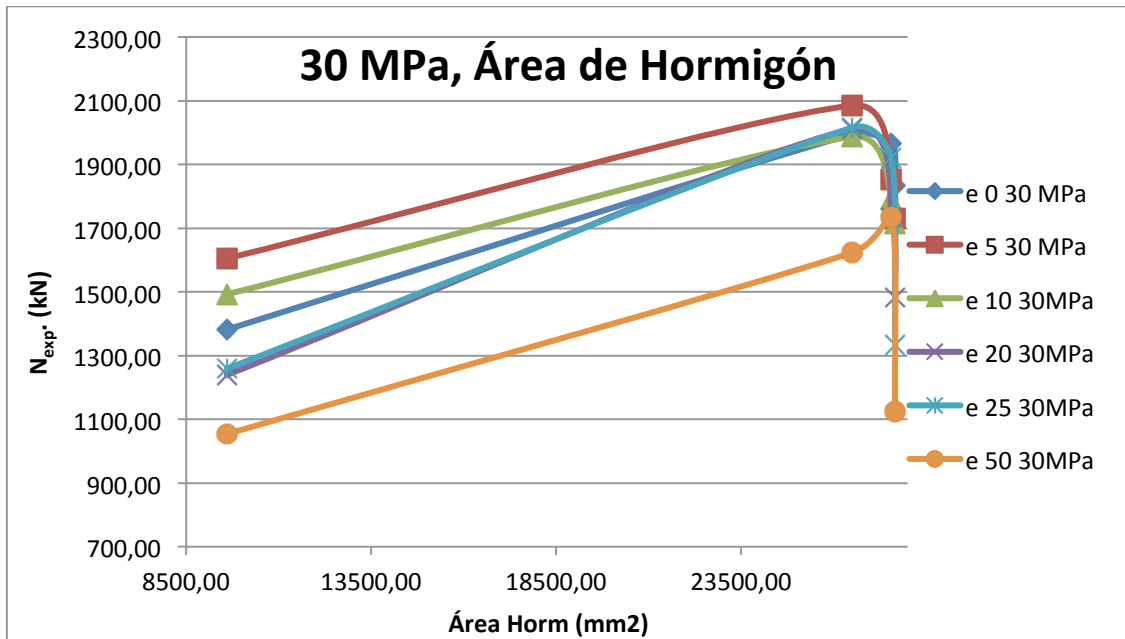
Gráfico 14. Nexp vs Acero 90 MPa.

Vemos en el gráfico 14, que los valores más altos de fuerza de compresión se consiguen con un área media de acero y con excentricidades bajas.

También podemos observar como cuando actúa un área de acero superior los valores de fuerza de compresión aumentan, incluso con una excentricidad alta, esto es debido a lo explicado en apartados anteriores, donde se llegaba a la conclusión de que cuando sometemos un pilar a compresión con una excentricidad elevada, sólo actuaba el acero a tracción.

### 7.5.2. INFLUENCIA DEL ÁREA DE HORMIGÓN.

Vamos a ver cómo influye el área de acero en los pilares ensayados de 30 MPa:



A continuación, vamos a observar los resultados con un hormigón de 90 MPa:

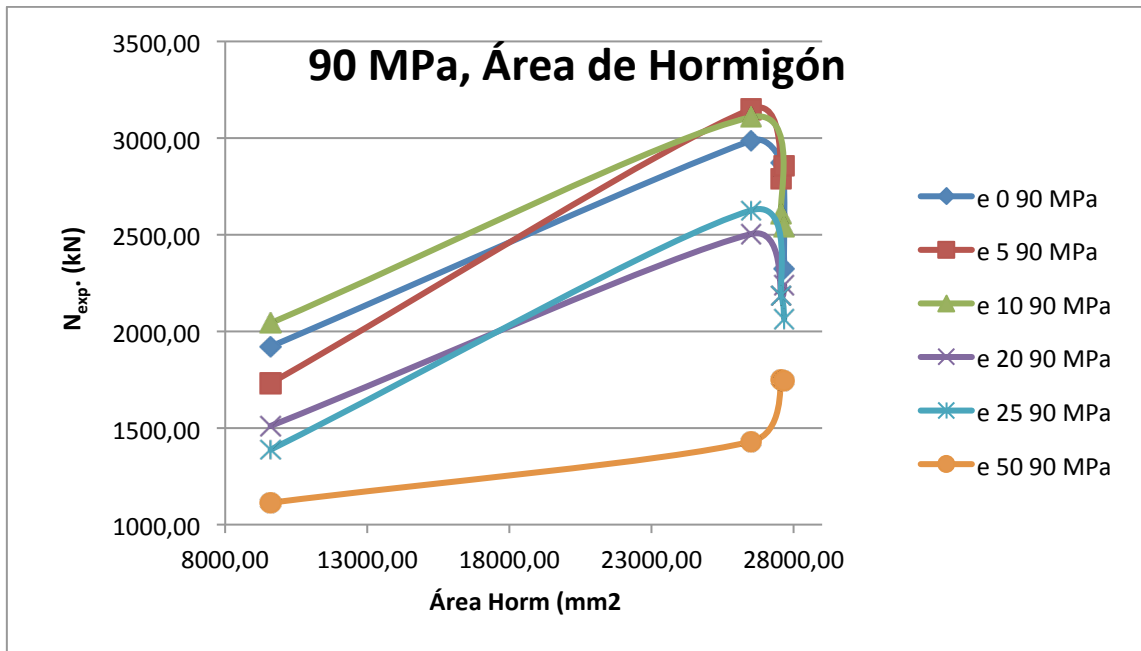


Gráfico 16. N<sub>exp</sub> vs A<sub>horm</sub> 90 MPa

En el gráfico 16 podemos ver como se repite la tendencia del gráfico 15 correspondiente al hormigón de 30 MPa.

Se puede observar como cuando aumentamos la excentricidad a 50 mm, los pilares pierden mucha resistencia a compresión, ya que los puntos de la gráfica así lo indican. Este es un fenómeno que se repite en todas las gráficas del apartado 7.5.

Vemos que a bajas excentricidades cuanto mayor es el área de hormigón mayor es la resistencia que poseen los pilares.



## 8. ESTUDIO ECONÓMICO

Para terminar el estudio de los CFDSST, se ha planteado un caso práctico de coste de implantación de este tipo de pilares en un edificio convencional de 5 plantas.

Para ver si nuestras configuraciones son económicamente viables, se compararan nuestras configuraciones de pilares propuestas con pilares de hormigón armado.

Se plantea un edificio estándar de 5 plantas, con columnas cada 5m en las dos direcciones principales, que en su planta baja esté compuesto por pilares de 3 metros de altura, y en el resto de plantas de 2,5m de altura. Así el edificio está compuesto por 20 por cada planta, que resistan unas fuerzas de compresión de 1350 kN.

El edificio propuesto para realizar el estudio comentado es el siguiente:

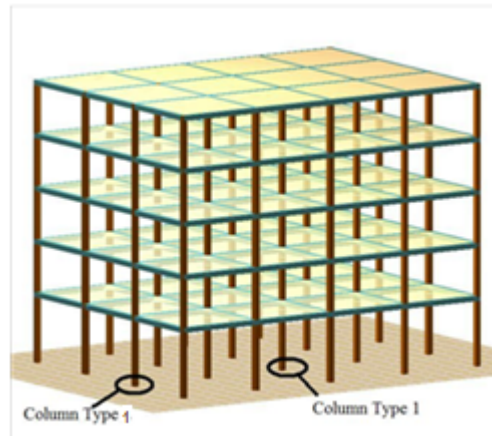


Ilustración 12. Edificio propuesto a estudio.

Según las características propuestas, sólo podemos utilizar 3 configuraciones de nuestros pilares propuestos, ya que sólo nos fijaremos en los pilares compuestos por hormigón de 30 MPa.

Los pilares aptos para el edificio propuesto son los siguientes:

- 50.59-30-25 El cual resiste una carga a compresión de 1919.80 kN
- 52.82-30-25 El cual resiste una carga a compresión de 2015.80 kN
- 50.88-30-25 El cual resiste una carga a compresión de 1482.50 kN

Podemos ver que todos los pilares son capaces de superar fácilmente la carga propuesta en el edificio.

A continuación vamos a ver los precios de cada pilar presentado.

En las siguientes tablas podremos ver diferentes sub-apartados, donde veremos los materiales utilizados para crear cada pilar, el equipo y la maquinaria necesarios para llevarlos a cabo, los oficiales necesarios y por último los costes directos de crear estos pilares.

Los precios han sido obtenidos del generador de precios de CYPE [14], donde hemos podido obtener todos los datos que vamos a ver a continuación.

Vamos a ver cuánto cuesta de hacer cada uno de los tres pilares que acabamos de mencionar:

<b>Pilar 50.59-30-25</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio/Unidad</b>	<b>Precio</b>
<b>Materiales</b>				
Acero laminado UNE-EN 10025 S355JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales.	kg	47.965 kg	1.03 €/kg	49.4 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Acero laminado UNE-EN 10025 S275JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales.	kg	47.965 kg	0.99€/kg	47.48 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Hormigón HM-20/B/20/l, fabricado en central.	m <sup>3</sup>	0.0795 m <sup>3</sup>	77.09 €/m <sup>3</sup>	6.128 €
<b>Equipo y Maquinaria</b>				
Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	h	2 h	3.09 €/h	6.18 €
<b>Mano de obra</b>				
Oficial 1ª montador de estructura metálica.	h	2 h	18.10 €/h	36.2 €
Ayudante montador de estructura metálica.	h	2 h	16.94 €/h	33.88 €
Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	18.10€/h	18.10 €
Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	16.94 €/h	16.94 €
<b>Costes directos complementarios</b>				
Costes directos complementarios acero	%	10%	4.14	0.414 €
Costes directos complementarios hormigón	%	10%	90.01	9.001€
<b>TOTAL</b>				<b>238.123€</b>

Tabla 14. Presupuesto pilar 50.59-30-25.

<b>Pilar 52.82-30-25</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio/Unidad</b>	<b>Precio</b>
<b>Materiales</b>				
Acero laminado UNE-EN 10025 S275JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales	kg	47.965 kg	0.99 €/kg	47.48 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Acero laminado UNE-EN 10025 S275JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales	kg	47.965 kg	0.99€/kg	47.48 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Hormigón HM-20/B/20/l, fabricado en central.	m <sup>3</sup>	0,08267 m <sup>3</sup>	77.09 €/m <sup>3</sup>	6.365 €
<b>Equipo y Maquinaria</b>				
Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	h	2 h	3.09 €/h	6.18 €
<b>Mano de obra</b>				
Oficial 1ª montador de estructura metálica.	h	2 h	18.10 €/h	36.2 €
Ayudante montador de estructura metálica.	h	2 h	16.94 €/h	33.88 €
Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	18.10€/h	18.10 €
Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	16.94 €/h	16.94 €
<b>Costes directos complementarios</b>				
Costes directos complementarios acero	%	10%	4.14	0.414 €
Costes directos complementarios hormigón	%	10%	90.01	9.001€
TOTAL				236.44 €

Tabla 15. Presupuesto pilar 52.82-30-25.

<b>Pilar 50.88-30-25</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio/Unidad</b>	<b>Precio</b>
<b>Materiales</b>				
Acero laminado UNE-EN 10025 S355JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales.	kg	47.965 kg	1.03 €/kg	49.4 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Acero laminado UNE-EN 10025 S275JR, en perfiles laminados en caliente, piezas cuadradas, circulares y rectangulares, para aplicaciones estructurales.	kg	47.965 kg	0.99€/kg	47.48 €
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	l	1.5 l	4.80 €/l	7.2€
Hormigón HM-20/B/20/l, fabricado en central.	m <sup>3</sup>	0.08299 m <sup>3</sup>	77.09 €/m <sup>3</sup>	6.397 €
<b>Equipo y Maquinaria</b>				
Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	h	2 h	3.09 €/h	6.18 €
<b>Mano de obra</b>				
Oficial 1ª montador de estructura metálica.	h	2 h	18.10 €/h	36.2 €
Ayudante montador de estructura metálica.	h	2 h	16.94 €/h	33.88 €
Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	18.10€/h	18.10 €
Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1 h	16.94 €/h	16.94 €
<b>Costes directos complementarios</b>				
Costes directos complementarios acero	%	10%	4.14	0.414 €
Costes directos complementarios hormigón	%	10%	90.01	9.001€
<b>TOTAL</b>				<b>238.392€</b>

Tabla 16. Presupuesto pilar 50.88-30-25.



Ahora vamos a ver cuánto costaría hacer los mismos pilares de hormigón armado. El diámetro seleccionado lo sacamos a partir de la siguiente fórmula, extraída de la Instrucción de hormigón estructural EH-91[15], es una aproximación que se ha realizado:

$$A = \alpha * \frac{P}{f_{ck}}$$

Donde

- $\alpha$  coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad del pilar interior 3.3
- P carga a compresión en N
- $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón a compresión

Por tanto el área necesaria a construir de pilar de hormigón armado es de 0.1573 m<sup>2</sup>, es decir, un volumen por pilar de 0,4719 m<sup>3</sup>.

El diámetro del pilar será de 0.4475 metros, por lo que vamos a seleccionar un diámetro de 45 cm para generar el precio.

El precio generado por el generador de precios de CYPE es el siguiente:

<b>Pilar- Hormigón Armado</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio/Unidad</b>	<b>Precio</b>
<b>Materiales</b>				
Separador homologado para pilares.	Ud	12 Ud	0.06 €/Ud	0.72 €
Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, diámetros varios.	Kg	120 Kg	0.81 €/kg	97.20 €
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.6 kg	1.10 €/kg	0.66€
Molde cilíndrico desechable de bandas de papel kraft, aluminio y polietileno en espiral, para encofrado de pilares de hormigón, de hasta 3 m de altura y 45 cm de diámetro medio, para acabado no visto del hormigón. Incluso p/p de accesorios de montaje.	m <sup>3</sup>	8.88 m <sup>3</sup>	15.82 €/m <sup>3</sup>	140.62 €
Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	Ud	0.066 Ud	13.37 €/Ud	0.88 €
Hormigón HA-30/B/20/IIa, fabricado en central.	m <sup>3</sup>	1.05 m <sup>3</sup>	82.65 €/m <sup>3</sup>	86.78 €
<b>Mano de obra</b>				
Oficial 1ª encofrador.	h	1.484 h	18.10 €/h	26.86 €
Ayudante encofrador.	h	1.484 h	16.94 €/h	25.14 €
Oficial 1ª ferrallista.	h	0.680 h	18.10 €/h	12.31 €
Ayudante ferrallista.	h	0.680 h	16.94 €/h	11.52 €
Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	0.364 h	18.10 €/h	6.59 €
Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	h	1.467 h	16.94 €/h	24.85 €
<b>Costes directos complementarios</b>				
Costes directos complementarios	%	2%	434.13 €	8.68 €
<b>TOTAL</b>				<b>442.81 €</b>

Tabla 17. Presupuesto pilar hormigón armado.

En definitiva, el precio de los posibles pilares a utilizar quedaría de la siguiente forma:

<b>50.59-30-25</b>	<b>52.82-30-25</b>	<b>50.88-30-25</b>	<b>Hormigón armado</b>
238.123 €	236.44 €	238.392 €	442.81 €

**Tabla 18. Resumen presupuesto de pilares.**

Vemos en la tabla 18 como el hormigón armado es mucho más caro, ya que como se ha podido observar en el desglose de precios, los materiales utilizados son mucho más caros en los pilares de hormigón armado.

También podemos observar un incremento en las horas de mano de obra en los pilares de doble piel, debido a su difícil confección, pero que son lo suficientemente económicas como para no afectar al precio final.

Se puede determinar que de media los pilares de hormigón armado son un 46.6% más caros que los pilares de doble piel.

## 9. CONCLUSIONES

Dentro del estudio experimental, se ha observado que al aumentar la excentricidad en los ensayos, los valores esperados aumentaban. Como se ha comentado en el apartado 7, esto es debido a que cuando sometemos pilares a compresión con una excentricidad elevada, gran parte del área de los mismos se ve sometida a tracción. Cuando el pilar está sometido a tracción el hormigón no actúa, esto provoca que todo el esfuerzo lo soporte el acero, aumentando así notablemente la fuerza de compresión máxima que puede llegar a soportar el pilar de doble piel.

Continuando con el estudio experimental, se ha concluido que la geometría de los pilares de doble piel que ofrece un mejor comportamiento de los mismos son los circulares-circulares.

Por otra parte, la contribución que el hormigón de mayor resistencia (90MPa) tiene es importante en el comportamiento global de los pilares de doble piel. Los pilares fabricados con hormigón de alta resistencia soportan cargas más elevadas que los de hormigón convencional (30MPa).

La importancia de la contribución del hormigón queda también respaldado por uno de los resultados obtenidos: aquellos pilares de doble piel con mayor área de hormigón ofrecen una mejor resistencia a compresión, según los gráficos mostrados en el apartado 7.5. Aunque para afirmar de forma fiable esta apreciación deberíamos realizar más experimentos.

En el proyecto hemos comparado los pilares realizados con el Eurocódigo 4, según los resultados obtenidos se ha podido observar que las configuraciones de 30 MPa serían seguras según la norma, en cambio los pilares con hormigón de 90 MPa, no contemplado en la norma, no cumplirían, siendo inseguro utilizar el Eurocódigo 4 en estos casos.

Por otra parte, se ha podido ver que la utilización de pilares de doble piel puede suponer un ahorro del casi 47% frente a los pilares de hormigón armado. Además, el área se reduce notablemente en los pilares de doble piel, pudiéndose aprovechar más el espacio útil del edificio.

Otra ventaja que podría explotar en este tipo de pilares, es su hueco en el interior, éste puede ser utilizado para canalizaciones de cables o cualquier elemento de la edificación.

Su preparación y montaje son sus verdaderos inconvenientes ya que, al tratarse de tubos de acero concéntricos hacen que su montaje sea costoso y de difícil manejo, pero que viendo los beneficios que se obtienen vale la pena utilizarlos.

Para finalizar, y viendo todas las conclusiones realizadas, vemos necesarios más trabajos en este campo, ya que obteniendo más valores de los mismos pilares y excentricidades podríamos reducir notablemente los errores que se hayan podido cometer en el proyecto.

Al mismo tiempo, según los resultados obtenidos, se ha visto necesario actualizar la norma para estos casos que no se contemplan en la misma, podría ser el punto de partida de futuros proyectos.



## 10. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Martínez, J. (1966). Las estructuras mixtas de hormigón y acero. España: Informes de la construcción.
- [2] Tao, Z., Han, L.-H. (2003).Development in the research of concrete filled double-skin steel tubes.
- [3] Huang, H, Tao,Han,L.-H(2005).Mechanics behavior of concrete-filled double skin steel tubular members subjected to monotonic and cyclic loading.
- [4] Tao,Z., Duan, H.-F., Han, L.-H. (2005). Preliminary investigation into behavior of beam-columns of concrete filled double skin rectangular hollow sections.
- [5] Huang, H., Han, L., Tao, Z.(2006).Load-displacement hysteretic behavior of concrete filled double skin (CHS inner and SHS outer) steel tubular columns.
- [6] Jª Yang, Xu,H.b,Peng. (2007).A study on the behavior of concrete-filled double skin steel tubular columns of octagon section under axial compression.
- [7] Yang, J., Xu, H., Peng, G. (2008).Behavior of concrete filled double skin steel tubular columns with octagon section under axial compression.
- [8] Xia, L.-T., Xu, H.-Y., Yu,B.-Z.(2009). Analysis about the mechanics of concrete-filled double skin steel tubular columns with octagon section under axial compression by experiment.
- [9] Patton, M.L, Singh, K.D. (2014).Finite element modeling of concrete-filled lean duplex stainless steel tubular stub columns.
- [10] European Committee of Standardization, EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1. General rules. 2004.

[11] European Committee of Standardization, EN 1994-1-1:2004, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.

[12] European Committee of Standardization, EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3 Design of steel structures. Part 1-1. General rules. 2005.

[13] Garavito, C.P., Calavera Ruiz, J. (2005). "Influencia del tipo de refrentado y de la clase de probeta, cúbica o cilíndrica, en la medida de la resistencia del hormigón". Cuaderno de INTEMAC 57.

[14] CYPE. (2016). Generador de precios. 12/09/2016, de CYPE ingenieros Sitio web: <http://www.cype.es/>

[15] EH-91 (1991): "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado ", Ministerio de Fomento. Sitio web: <http://estructurando.net/2014/02/24/una-sencilla-regla-para-predimensionar-pilares-de-hormigon/>