



**ESCUELA SUPERIOR DE TECNOLOGÍA Y CIENCIAS
EXPERIMENTALES
MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL**

***ANÁLISIS NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES
MIXTOS CON HORMIGÓN DE ULTRA-ALTA
RESISTENCIA***

TRABAJO FIN DE MÁSTER

AUTOR

Diego Forcano Llácer

DIRECTORA

Carmen Ibáñez Usach

Castellón, julio de 2018

MEMORIA

INDICE MEMORIA

ÍNDICE DE FIGURAS	5
ÍNDICE DE TABLAS	6
1. OBJETO	7
2. ALCANCE	8
3. ANTECEDENTES.....	8
3.1. INTRODUCCIÓN	8
3.2. NORMATIVA	11
3.3. ASPECTOS GEOMÉTRICOS.....	12
3.4. MATERIALES	12
4. NORMAS Y REFERENCIAS	15
4.1. DISPOSICIONES LEGALES Y NORMAS APLICADAS. NORMATIVA EUROPEA: EUROCÓDIGO 4.	15
4.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO	25
4.3. PLAN DE GESTIÓN DE LA CALIDAD APLICADO DURANTE LA REDACCIÓN DEL PROYECTO	25
4.4. BIBLIOGRAFÍA	25
4.5. OTRAS REFERENCIAS.....	27
5. DEFINICIONES Y ABREVIATURAS	28
6. REQUISITOS DE DISEÑO	29
6.1. ESTRUCTURAS MIXTAS	29
6.2. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	33
7. ANÁLISIS DE SOLUCIONES	50
7.1. SELECCIÓN DE PARÁMETROS DEL EXPERIMENTO.....	50
7.2. PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	56
7.3. ESPECÍMENES A ENSAYAR.....	63
7.4. BANCOS DE ENSAYO	65
8. RESULTADOS FINALES	71
8.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS	71
8.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON PREDICCIONES DEL EUROCÓDIGO 4.....	86
9. PLANIFICACIÓN.....	87
10. ORDEN DE PRIORIDAD ENTRE LOS DOCUMENTOS	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente del Zhijinghe [5].	10
Figura 2. Tipologías pilares mixtos. [3]	16
Figura 3. M-N Curva de interacción para flexión en un solo plano.	22
Figura 4. Bloques de tensiones de diferentes puntos de la curva de interacción. Sección embebida en hormigón [3].	23
Figura 5. Secciones transversales vigas y pilares mixtos [3].	29
Figura 6. a) Perfiles en I completamente embebidos. b) Parcialmente embebidos. c) Dos perfiles en I [3].	30
Figura 7. a) Perfil CFST rectangular y b) perfil CFST circular [3].	30
Figura 8. Evolución del hormigón a compresión [32].	35
Figura 9. Evolución del proceso de fallo del hormigón [32].	35
Figura 10. Parábola-rectángulo de cálculo del hormigón según EC4.	40
Figura 11. Proceso de conformado de los perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección. [33]	41
Figura 12. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. Confinamiento activo [32].	43
Figura 13. Tipo de aplicación de carga. [36].	45
Figura 14. a) Estado de compresión uniaxial. b) Estado de compresión triaxial.	45
Figura 15. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento.	46
Figura 16. Mecanismos de adherencia [32].	46
Figura 17. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos. [37].	47
Figura 18. Clasificación de la sección transversal [34].	48
Figura 19. Geometrías estándar utilizadas.	52
Figura 21. Materia prima tarada.	57
Figura 22. Tubos de 6 m de sección rectangular.	59
Figura 23. Proceso de cortado de los pilares de 6 m en la tronadora.	60
Figura 24. Imagen de los ensayos de caracterización del acero.	60
Figura 25. Marcado de los pilares.	62
Figura 26. Pórtico vertical. Ibertest.	65
Figura 27. Croquis del pórtico horizontal [37].	67
Figura 28. Pórtico horizontal.	68
Figura 29. Nueva posición del actuador.	68
Figura 30. Control de las excentricidades.	69
Figura 31. Sistema de control del pórtico horizontal.	70
Figura 32. Carga máxima circulares y ovalados.	71
Figura 33. Carga máxima rectangulares y cuadrados.	72
Figura 34. SI para circulares y ovalados.	73
Figura 35. SI para rectangulares y cuadrados.	74
Figura 36. CCR en circulares y ovalado.	75
Figura 37. CCR en rectangulares y cuadrados.	76
Figura 38. DI en circulares y ovalado.	77
Figura 39. DI en rectangulares y cuadrados.	78
Figura 40. Secciones circulares.	79
Figura 41. Secciones rectangulares.	80
Figura 42. Secciones cuadradas.	80
Figura 43. Cargas máximas.	82

Figura 44. Strength Index.....	83
Figura 45. Concrete Contribution Ratio.	84
Figura 46. Ductility Index.	85
Figura 47. Comparación EC4.....	87

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Curvas de pandeo e imperfecciones de las piezas.....	21
Tabla 2. Coeficientes parciales de seguridad para las resistencias y las propiedades de los materiales en las combinaciones fundamentales.....	24
Tabla 3. Clases de hormigón EC4 [3].....	36
Tabla 4. Coeficientes en función del tipo de cemento.....	37
Tabla 5. Valores de Kh.	37
Tabla 6. Módulo de elasticidad y módulo eficaz [3].....	38
Tabla 7. Relación Acero, espesor y temperatura del ensayo Charpy [3].....	42
Tabla 8. Valores propuestos por el EC4 para diferentes magnitudes.	43
Tabla 9. Comprobación tubos circulares.....	54
Tabla 10. Comprobación tubos rectangulares y cuadrados.....	54
Tabla 11. Comprobación tubo de sección ovalada.	54
Tabla 12. Especímenes con diferentes espesores.....	55
Tabla 13. Especímenes con área equivalente.	55
Tabla 14. Dosificación, por m ³ , empleada para los diferentes hormigones.....	56
Tabla 15. Especímenes rectangulares y cuadrados.	63
Tabla 16. Especímenes circulares.....	64
Tabla 17. Especímenes ovalados.	64
Tabla 18. Especímenes con diferentes espesores.....	79
Tabla 19. Especímenes con área equivalente.	81

1. OBJETO

El objetivo principal del trabajo es realizar un análisis numérico-experimental del comportamiento de pilares mixtos tipo *concrete filled* perfiles tubulares de acero con hormigón de ultra-alta resistencia en su interior.

En primer lugar, se llevará a cabo una campaña experimental en la que se ensayarán pilares con distintas secciones para los perfiles de acero. Las geometrías elegidas para las secciones son las siguientes: rectangulares, cuadradas y circulares.

A continuación, los resultados experimentales se analizarán en base a su resistencia máxima. Estos resultados obtenidos serán comparados con estudios anteriores en los cuales se analizaron las mismas soluciones de perfiles de acero pero con hormigón de 30 MPa y 90 MPa. De este modo, se podrá comprobar el efecto que tiene el hormigón en los perfiles mixtos tipo *concrete filled* viendo las ventajas o inconvenientes de la utilización de hormigón de ultra-alta resistencia en su interior.

Los pilares mixtos tipo "*concrete filled*" perfiles tubulares de acero con hormigón de ultra-alta resistencia, no están contemplados en el Eurocódigo 4 (EC4), por tanto, se compararán los resultados experimentales con los resultados obtenidos con los medios que nos aporta la normativa.

El proyecto constará de todas las partes propias de un proyecto técnico según la norma UNE-157001.

2. ALCANCE

En el presente proyecto se va a realizar un estudio experimental y numérico de pilares CFST de diferentes geometrías (circulares, cuadrados, rectangulares y ovalados) y rellenos de hormigones de 30, 90 y 120 MPa.

Se estudiará su comportamiento y se analizará éste en base a diferentes parámetros.

A continuación se presenta una breve introducción de la situación pasada y actual de este tipo de pilares.

3. ANTECEDENTES

A continuación, se muestra la evolución de los estudios e investigaciones más importantes referentes al tema a tratar en el proyecto. Esta evolución va a ser revisada por ámbitos, normas, geometría y materiales.

3.1. INTRODUCCIÓN

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.

A finales de la década de los 30 aparecieron las losas mixtas, sustituyendo las losas de hormigón armado ya que de esta forma se reducía el peso total de una forma considerable.

Las losas mixtas, estaban formadas por una chapa de acero usada como encofrado. Ésta era capaz de soportar el hormigón vertido, la armadura metálica y las cargas. Además, funcionaba solidariamente con el hormigón.

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 conectores. Estas secciones de acero se recubrían de hormigón como protección frente al fuego. Se despreciaba la resistencia del hormigón hasta el punto que las vigas metálicas solo eran diseñadas para resistir el peso del hormigón, por su buena protección frente al fuego.

Es en 1950 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, se incorpora una serie de hilos de acero soldados transversalmente a la chapa.

Los estudios experimentales desarrollados por diversos autores en Inglaterra, así como lo diversos artículos aparecidos en revistas especializadas, dieron pie a publicaciones en España [1], donde apareció la primera obra dedicada íntegramente a la construcción mixta. En dicha

publicación se proponía el cálculo de las estructuras mixtas mediante un método sencillo aproximado, utilizando tablas para hacer que los cálculos fueran rápidos. En 1969 aparecieron algunas normas, como la norma *British Standard* (BS449) de Gran Bretaña. [2]

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 relegaron 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 a la presencia de los efectos reológicos del hormigón, desvían el interés de los proyectistas hacia el campo de las estructuras metálicas o de hormigón. Sin embargo, la racionalidad de costes que supone la construcción mixta frente a las anteriores hace que se continúe utilizando este tipo de estructuras.

A principio de los años 90, se postula la necesidad de efectuar además del análisis de rotura, un análisis en servicio de las estructuras metálicas. Se realizó utilizando directrices francesas recogidas en *Avis Technique*.

Se propusieron 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 4 (EC4) [3] que se incorpora a España en el año 1994 como ENV1994.

Actualmente, el uso de tubos rellenos de hormigón como columnas compuestas se extiende ampliamente por todo el mundo. Su alta capacidad de carga con secciones reducidas, su gran absorción de energía en caso de terremotos, tiempos de montaje rápidos o la facilidad de construcción son algunas de las características que han hecho que las columnas *Concrete Filled Steel Tube* (CFST) hayan ido ganando terreno frente a las columnas tradicionales [4]

La mejora en la respuesta mecánica de estas columnas se debe a la acción compuesta entre el tubo de acero hueco y el núcleo de hormigón. El núcleo de hormigón está confinado por el tubo de acero, lo que aumenta la resistencia a compresión de la sección y su ductilidad. A su vez, al rellenar de hormigón se evita que el tubo de acero pandee localmente, aunque este pandeo local dependerá de la sección de tubo de acero que se utilice.

Dados los beneficios estructurales de las columnas CFST y su alta capacidad de carga, se emplean comúnmente en edificios de gran altura, estructuras con grandes cargas, estructuras subterráneas o puentes como el que se pueden ver en la Figura 1.



Figura 1. Puente del Zhijinghe [5].

A medida que aumenta la capacidad de carga de columna requerida, las dimensiones de la columna CFST también lo hacen. Para no incrementar las dimensiones de las secciones de estas columnas, los investigadores vieron la necesidad de mejorar las prestaciones del material de relleno que se utiliza en este tipo de estructuras.

Los hormigones que se empiezan a utilizar son los hormigones de alta resistencia y de ultra-alta resistencia, sin embargo, no están contemplados en el EC4. De este modo, se pretende, como anteriormente se ha comentado, poder aumentar la capacidad de carga de las columnas sin tener que aumentar las secciones de acero.

Actualmente, ante el desconocimiento sobre el comportamiento de las columnas CFST con este tipo de hormigones, surge la necesidad de realizar ensayos para ver la respuesta final de estas columnas.

Así pues, el trabajo propuesto en este proyecto se basa en la comparación experimental de columnas CFST con diferentes tipos de hormigón, 30 MPa, 90 MPa, y 120 MPa. De este modo, se podrá estudiar su comportamiento y permitirá evaluar de una forma experimental las cargas últimas que pueden soportar las secciones propuestas. Además, se estudiará el comportamiento de columnas CFST rellenas de agua.

3.2. NORMATIVA

En cuanto a las investigaciones realizadas para obtener y mejorar las normas, que son base de las estructuras mixtas, se encuentra la siguiente cronología.

Entre los años 1967-1969 aparecen los primeros estudios llevados a cabo por Furlong [6] y Knowles y Park [7], los cuales son base de normas como la *American Concrete Institute* (ACI) [8] de 1970 y la *British Standard* BS5400 de 1979 [2].

En el año 1989, el autor Shakir-Khalil [9] realizó una investigación para revisar y ampliar la norma BS5400. Además, en artículos posteriores, estudió la validez de la norma BS5400 con dos artículos, el primero hacía referencia a la flexo-compresión en el eje débil [10] y el segundo al análisis de la resistencia a flexo-compresión en el eje fuerte [11]. Los ensayos experimentales realizados en el primer artículo demuestran que la carga última alcanzada por este tipo de pilares está por debajo de la esperada en la norma. Por su parte en el segundo artículo se concluyó que el modelo era conservador para esa configuración, siendo el modelo más preciso cuanto menos esbelto es el pilar. Por su parte, Wang y Moore en el año 1997 [12] modificaron la norma BS950 alegando la complejidad de las normas específicas de estructuras mixtas, Eurocódigo 4 y BS5400, para así poder emplearla para pilares mixtos.

En el año 2004, Liu [13] concluyó que las normas ACI y *American Institute of Steel Concrete* (AISC) eran inseguras, y que el EC4 se ajustaba bien al usar hormigón de alta resistencia como relleno, aunque la norma aún no lo contemplaba.

Por último, Leon, Kim y Hajjar, en 2007, presentaron un extenso trabajo para actualizar la norma AISC de 1999. En este trabajo, se amplió el rango de aplicación de la norma, incluyendo materiales de alta resistencia. También se ajustaron diferentes límites de aplicación de la normativa, en concreto el ratio de contribución del acero y la relación seccional para evitar el pandeo local y se mejoró el diagrama de interacción de la sección. Este trabajo fue la base para llegar al modelo de AISC del 2005 [14] [15].

3.3. ASPECTOS GEOMÉTRICOS

El uso de diferentes geometrías en los ensayos es un parámetro de especial interés en este proyecto. Las investigaciones realizadas hasta la fecha son las que se recogen a continuación.

Uy, en el año 2000, llevó a cabo ensayos sobre el pandeo local, con una relación de diámetro-espesor (D/t) superior a los límites propuestos por la normativa. Propuso un modelo para considerar el pandeo local en función de la relación D/t y del tipo de carga [17].

Por su parte, Lam y Testo, en el año 2007, realizaron un estudio donde se investigaba el comportamiento de los CFST elípticos rellenos de hormigón normal y de alta resistencia a los que se les aplicaba una carga axial [18]. En el mismo año, Guo, Zhang, Kim y Ranzi investigaron el pandeo local en los pilares CFST y concluyeron que, gracias al comportamiento conjunto de los materiales, se reduce considerablemente el pandeo local [19].

Jamaluddin, Lam y Ye elaboraron un estudio experimental de CFST cortos y largos elípticos en el año 2010. Este estudio proporcionó una revisión de las normas de diseño para secciones huecas circulares rellenas de hormigón para el EC4 [20]. Mientras, en el año 2013, investigaron el comportamiento de CFST elípticos con diferentes tamaños, longitudes y resistencias. Del estudio se puede determinar que el EC4 es demasiado conservador para perfiles elípticos con poca esbeltez [21]. Lee, Uy, Kim y Choi llevaron a cabo estudios de CFST circulares con carga excéntrica, utilizando hormigón de 60 MPa y acero de 450 MPa.

Por último, en el año 2015 se ensayaron pilares CFST sometidos a compresión con pandeo dentro de los estudios llevados a cabo por Karmazínová.

3.4. MATERIALES

En lo que respecta a la utilización de diferentes materiales de relleno encontramos la siguiente cronología.

En el año 1990, Shakir-Khalil desarrolló un estudio donde se comprobaban las ganancias en resistencia que obtenían los pilares tipo CFST con respecto al tubo vacío, la cual aumentaba un porcentaje considerable en general. En el mismo año, Cederwall, Engstron y Grauers realizaron los primeros ensayos utilizando hormigones de alta resistencia. Por su parte, Uy en el año 1998 incorporó las tensiones residuales del acero y la no linealidad del hormigón a los modelos de material. Entre los resultados obtenidos destaca la influencia del acero de alta resistencia en el aumento de la capacidad portante del pilar a costa de la reducción de la ductilidad del mismo [22].

Más adelante, en 1999, Zhang y Shahrooz mostraron interés por ampliar las normas ACI y AISC para que se pudieran emplear en el cálculo de pilares mixtos formados con materiales de alta resistencia. Se propuso cambiar el comportamiento del acero, permitiendo la plastificación

total [23]. En 2008, Uy investigó con aceros de alta resistencia y con aceros inoxidable. Un año después, Oliveira analizó ensayos incluyendo hormigón de alta resistencia (HAR).

Jiegou en 2009 propuso una fórmula para calcular la resistencia a compresión del hormigón en el tiempo en condiciones de curado estándar, ensayando columnas cortas con hormigón de alta resistencia para comprobarlo. Los resultados calculados de las fórmulas se ajustaban bien a los resultados experimentales. El año siguiente Karmazínová y Melcher desarrollaron una investigación con CFST hechos a base de materiales de alta resistencia y ensayaron el pandeo de los mismos [24].

En el año 2011, se publicó un artículo en el que se estudiaba el comportamiento de CFST rellenos de hormigón de alta resistencia y de ultra-alta resistencia. Los autores del artículo Xiamuxi y Hasegawa, concluyeron que las columnas de acero tubular rellenas de hormigón armado tenían mejor rendimiento que las columnas tubulares rellenas de hormigón [25].

Burlovská en 2012 llevó a cabo una investigación donde trataba la influencia del hormigón de alta resistencia en los pilares CFST. La combinación de tubos circulares con hormigón de alta resistencia es una de las formas más efectivas de utilizar este tipo de hormigón según las conclusiones del estudio. También se observó que un gran aumento en la resistencia a compresión no se corresponde con un aumento en la resistencia a tracción y al cizallamiento [26]. Por su parte, Liew y Xiong, realizaron un estudio sobre el uso de hormigones de ultra-alta resistencia en el mismo tipo de pilares, el estudio comparó más de 2000 especímenes de la literatura para proponer mejoras en las normas que no contemplaban este tipo de materiales de alta resistencia [27].

En los tres años posteriores se publicaron dos estudios relacionados con el material de relleno de altas prestaciones, son los siguientes:

- Portolés, Serra y Romero continuaron con su trabajo del 2011, usando hormigones de ultra-alta resistencia. Los resultados muestran que para cargas sin excentricidad las prestaciones de los hormigones de ultra-alta resistencia son mejores que para cargas con excentricidad [28].
- Lu, Li y Liang realizaron un estudio experimental de CFST con hormigón de alta resistencia y fibras. Los resultados experimentales muestran que la fibra de acero no cambia el modo de fallo de las columnas CFST, pero retrasa el pandeo local del tubo de acero. [29]

Por último, en el año 2017 Xiong y Liew trataron el rendimiento axial de los CFST rellenos de hormigón de alta resistencia y de ultra-alta resistencia. Los materiales que se utilizan en el estudio son acero con límite elástico de 780 MPa y hormigón de 190 MPa. Los resultados se compararon con predicciones de varias normas y se propusieron medidas para que las normas fueran seguras para los CFST con materiales de ultra-alta resistencia [30].

Después de la revisión de algunos de los trabajos que se han publicado en los últimos años, se puede concluir lo siguiente:

- Los estudios referentes a materiales de alta resistencia son escasos, por tanto, es necesario incluir en la campaña experimental materiales de relleno de 90 MPa y 120 MPa para ver su comportamiento.
- Las investigaciones con perfiles round-ended también son escasas. En el proyecto propuesto se incluye este tipo de geometría para ver su comportamiento con diferentes materiales de relleno.
- En cuanto a utilizar agua como material de relleno, no se encuentran artículos que hagan referencia a este tipo de experimentos.
- La mayoría de estudios hacen referencia a CFST con perfiles circulares, por tanto, es conveniente realizar los ensayos con diferentes geometrías: rectangulares, cuadradas, circulares y ovalados. De este modo se podrá evaluar de mejor forma la contribución de la geometría en este tipo de pilares y la influencia de la geometría.

Por todas las conclusiones anteriores se puede afirmar que el proyecto propuesto es necesario para aportar más datos y estudios en cuanto a los CFST, y en concreto en la comparación de los diferentes materiales de relleno utilizados para diferentes geometrías.

4. NORMAS Y REFERENCIAS

La norma utilizada en el proyecto es el Eurocódigo 4: Diseño de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón (EN 1994). En el siguiente apartado de la memoria se detalla la misma.

4.1. DISPOSICIONES LEGALES Y NORMAS APLICADAS. NORMATIVA EUROPEA: EUROCÓDIGO 4.

Como se puede ver a continuación, en la normativa europea no se contemplan los pilares tipo CFST con hormigón de alta resistencia y ultra-alta resistencia. Se van a detallar los aspectos de la norma para evaluar si para los pilares estudiados en el proyecto la normativa es segura.

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), y en 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. Las tipologías normalmente utilizadas son las que aparecen en la Figura 17.

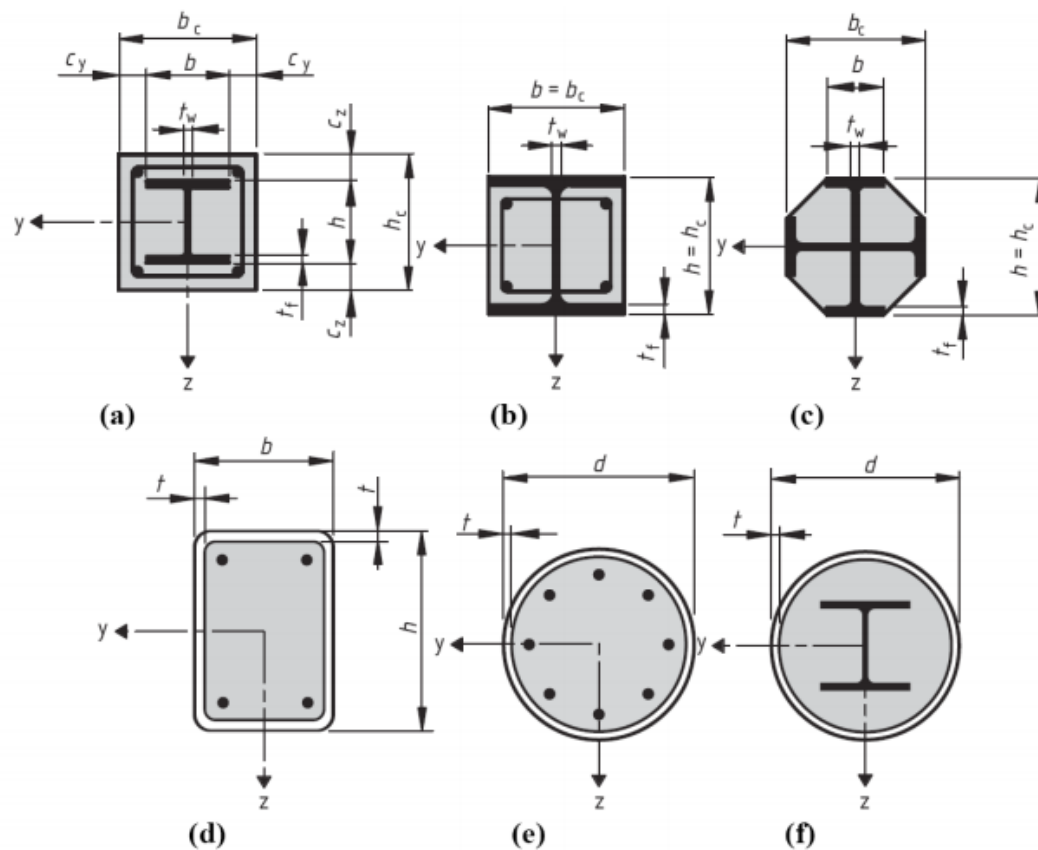


Figura 2. Tipologías pilares mixtos [3].

4.1.1. 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 término conector, que según el EC4 es la unión entre el acero y el hormigón en un elemento mixto y 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.

4.1.2. 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. Sin embargo, 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 y 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.

4.1.2.1. *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 siguientes:

- 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:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \quad (1)$$

- Secciones huecas rectangulares:

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \varepsilon \quad (2)$$

- Secciones H parcialmente embebidas:

$$\frac{d}{t_f} \leq 52 \cdot \varepsilon \quad (3)$$

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.

4.1.3. 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 debe ser:

$$1.00 \leq \frac{D}{d} \leq 5.00 \quad (4)$$

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 estar entre 0,2 y 0,9;
- Los límites de los materiales empleados son:

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:

$$\delta = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2 \quad (5)$$

siendo:

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c f_{ck} \quad (6)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2} \quad (7)$$

$$EI_{eff} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c \quad (8)$$

- 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 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.

4.1.4. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La resistencia a compresión 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:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (9)$$

Para secciones huecas rellenas de hormigón:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (10)$$

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 rellenas de hormigón se debe al efecto del 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 se cumpla simultáneamente:

$$\bar{\lambda} < 0.5 \text{ y } M_{max,sd} < 0.1 N_{sd} d \quad (11)$$

$\bar{\lambda}$ Esbeltez relativa de un pilar mixto formado por un tubo de acero circular relleno de hormigón.

M_{max,sd} Mayor momento flector calculado utilizando la teoría de primero orden.

D Diámetro exterior del pilar.

N_{sd} Esfuerzo de compresión de cálculo aplicado

4.1.5. 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 axil de cálculo N_{Ed} satisface la desigualdad:

$$N_{Ed} < \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (12)$$

el valor de χ , 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 Tabla 1:

Tabla 1. Curvas de pandeo e imperfecciones de las piezas.

Curva de pandeo	Tipo de sección transversal	Imperfección
Curva a ($\alpha=0.21$)	Secciones huecas rellenas de hormigón con armadura de refuerzo ($A_s/A_c < 3\%$) 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 ($3\% < A_s/A_c < 6\%$) o con sección de 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

Es posible calcular el valor del factor de reducción de resistencia χ mediante:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 + \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (13)$$

en donde:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (14)$$

α 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 axial 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 axial.

En este caso, α 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.

4.1.6. 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 axial y momento flector en un solo plano viene dada por una curva de interacción axial momento (M-N) como se indica en la Figura 3.

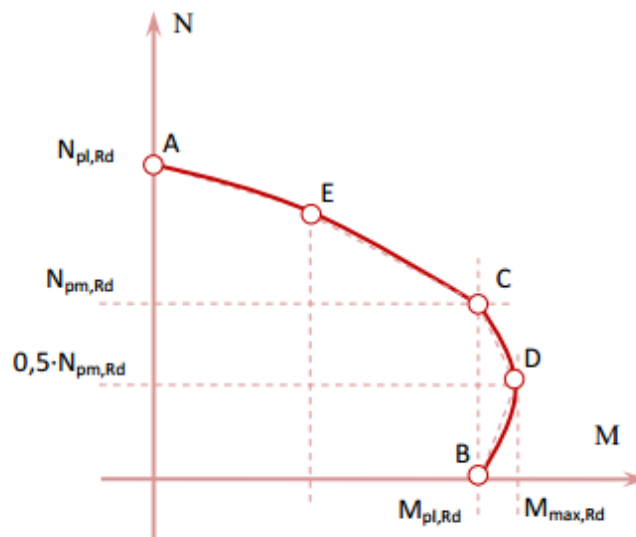


Figura 3. M-N Curva de interacción para flexión en un solo plano.

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 axial 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 4 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 de la Figura 3.

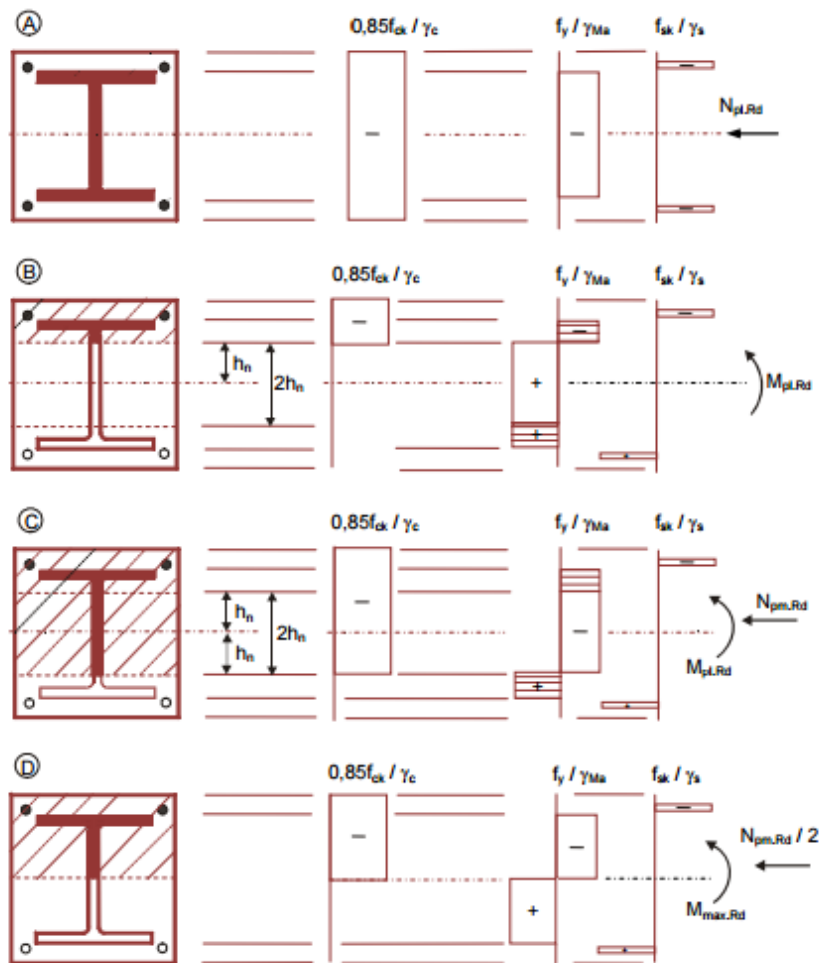


Figura 4. Bloques de tensiones de diferentes puntos de la curva de interacción. Sección embebida en hormigón [3].

Punto A Resistencia a compresión axil simple:

$$N_A = N_{pl,Rd} \quad M_A = 0$$

Punto B Resistencia a flexión simple en un solo plano:

$$N_B = 0 \quad M_B = M_{pl,Rd}$$

Punto C Resistencia a flexión en un solo plano idéntica que el punto B, pero con esfuerzo de compresión axil no nulo:

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección embebida en hormigón})$$

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección hueca rellena de hormigón})$$

$$M_C = M_{pl,Rd}$$

$$f_{ck} = \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad (\text{sección hueca circular rellena})$$

Punto D Momento resistente máximo

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección embebida de hormigón})$$

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{sección hueca rellena de hormigón})$$

$$f_{ck} = \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad (\text{sección hueca circular rellena})$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

W_{pa} Módulo resistente plástico de la sección de acero.

W_{ps} Módulo resistente plástico de la armadura de refuerzo.

W_{pa} Módulo resistente plástico del hormigón.

Punto E 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.

Tabla 2. Coeficientes parciales de seguridad para las resistencias y las propiedades de los materiales en las combinaciones fundamentales.

Acero estructural	Hormigón	Armaduras
$\gamma_a=1.1$	$\gamma_c=1.1$	$\gamma_s=1.1$

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.

En el presente proyecto, solo se obtendrán los puntos A de cada uno de los especímenes, ya que los ensayos a realizar serán sin ninguna excentricidad, por tanto, no se encontrarán momentos flectores en los ensayos realizados.

4.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO

No aplica.

4.3. PLAN DE GESTIÓN DE LA CALIDAD APLICADO DURANTE LA REDACCIÓN DEL PROYECTO

No aplica.

4.4. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Martínez, J. Las estructuras mixtas de hormigón y acero. Informes de la construcción. 1966.
- [2] British Standard, BS 449-2:1969, BS449: Specification for the use of structural steel in building. Metric units,1969
- [3] 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.
- [4] Schneider SP. Axially loaded concrete-filled steel tubes. Journal of Structural Engineering 1998; 124(10):1125-1138.
- [5] Structurae [Internet]. Nueva York (EE.UU.): International Database and Gallery of Structures. [2002]. Structures and Large-Scale Projects; [citado 2018 Julio]. Disponible en: <https://structurae.net/structures/>.
- [6] Furlong, R.W. Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns. Journal of the Structural Division. ASCE. 1968; 93:113-124.
- [7] Knowles ,R. y Park, R. Strength of Concrete Filled Steel Tubular Column. Journal of the Structural Division.ASCE. 1969; 95:2565-2587.
- [8] American Concrete Institute; ACI 318: Building Code requirements for reinforced concrete; Detroit 1989.
- [9] Shakir-Khalil, H. y Zeghiche, Z. Experimental Behavior of Concrete-Filled Rolled Rectangular Hollow-Section Columns. The Structural Engineer .1989; 67(19):345-353.
- [10] Shakir-Kalil, H. Test on Concrete-Filled Hollow Sections.International Conference on Steel-Concrete Composite Structures. 1991; 35:89- 94.

- [11] Shakir-Khalil, H. y Mouli, M. Further Tests on Concrete-Filled Rectangular Hollow Section Columns. *The Structural Engineer*. 1990; 68 (20):405-413.
- [12] Wang, Y.C. y Moore, D.B. A design method for concrete-filled, hollow section, composite columns. *The Structural Engineer*. 1997; 75(21):368-373.
- [13] Liu, D. Behaviour of High Strength Rectangular Concrete-Filled Steel Hollow Section Columns under Eccentric Loading. *Thin-Walled Structures*. 2004 ;42: 1631- 1644.
- [14] Leon, R. T., Kim, D.K. y Hajjar, J. F. Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification. *Engineering Journal, AISC*. 2007;44(4): 341-358.
- [15] Leon, R.T. y Hajjar, J.F. Limit State Response of Composite Columns and BeamColumns: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification. *Engineering Journal, AISC*. 2007; 45(1).
- [17] Uy, B. Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling. *Journal of Structural Engineering*. 2000; 126: 341-352.
- [18] Lam, D. y Testo, L. Structural design of concrete filled steel elliptical hollow sections. *Composite Construction*. 2008.
- [19] Guo, L., Zhang, S. ,Kim, W. y Ranzi, G. Behavior of square hollow steel tubes and steel tubes filled with concrete. *Thin Walled Structures*. 2007; 45(12):961–973
- [20] Jamaluddin, N., Lam, D. y Ye, J. An experimental study on elliptical concrete filled columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010; 87: 6-16.
- [21] Dai, N. , Lam, D. Jamaluddin, N y Ye, J. Numerical analysis of slender elliptical concrete filled columns under axial compression. *Thin-Walled Structures*. 2014; 77:26-35.
- [22] Uy, B. Ductility, Strength and Stability of Concrete-Filled Fabricated Steel Box Columns for Tall Buildings. *Structural Design of Tall Buildings*. 1998;7(2): 113-133.
- [23] Zhang, S. y Shahrooz, B. Strength of Short and Long Concrete-Filled Tubular Columns. *ACI Structural Journal*. 1999; 96: 230 - 238.
- [24] Melcher, M. y Karmazínová, J. Lateral buckling of steel sigma-cross-section beams with web holes. *International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures*. 2010; 2: 985-992.
- [25] Xiamuxi, A. y Hasegawa, A. A study on axial compressive behaviors of reinforced concrete filled tubular steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011; 76:144-154.
- [26] Bukovská, P. Buckling resistance of steel tubular columns filled by high- strength concrete. *International Conference on Engineering Mechanics*. 2012

- [27] Liew,R. y Xiong, M. Design of High Strength Concrete Filled Tubular Columns for tall buildings. International Journal of High-Rise buildings. 2012;3(3).
- [28] Portolés, J.M., Serra, E. y Romero, M.L. Influence of ultra-high strength infill in slender concrete-filled steel tubular columns. Journal of Constructional Steel Research. 2013; 86: 107-114.
- [29] Lu, Y. , Li, S., Liang, H y Li, N. Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression. Journal of Construction and Building Materials.2015; 95:74-85.
- [30] Xiong, D. y Xiong, S. Lew, R. Axial performance of short concrete filled steel tubes with high-and ultra-high-strength materials. Journal of Constructional Steel Research. 2017.
- [31] Zhao, X., Han,L y Lu, H .Concrete-filled tubular members. Oxon: Spon Press; 2010.
- [32] Johansson, M. Composite action and confinement effects in tubular steelconcrete columns. Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of technology. Sweden. 2002.
- [33] Wardenier J. Perfiles Tubulares en Aplicaciones Estructurales. 1º Edición. CIDECT - ICT (Instituto de Construcción Tubular); 2002.
- [34] European Committee of Standarization, EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3 Design of steel structures. Part 1-1. General rules. 2005.
- [35] Bergmann, R. Load Introduction in Composite Columns Filled With High Strength Concrete. Tubular Structures VI. 1994; 373-380.
- [36] Hernández ,D. Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia. Revisión del estado del arte y ensayos experimentales. 2010.
- [37] De Nardin, El Debs. Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings. 2007;160(1): 13-22.
- [38] Garavito, C. y Calavera Ruiz, J. 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: 2005.
- [39] CYPE. (2018). Generador de precios de CYPE ingenieros. Sitio web: <http://www.cype.es/>
- [40] Preoc. (2018). Base de precios construcción. Sitio web: <http://www.preoc.es/#132425>

4.5. OTRAS REFERENCIAS

No aplica.

5. DEFINICIONES Y ABREVIATURAS

Abreviaturas

CFST

HAR

SI

CCR

DI

EC4

ACI

AISC

BS

Significado

Concrete Filled Steel Tube

Hormigón Alta Resistencia

Strength index

Concrete Contribution Ratio

Ductility Index

Eurocódigo 4

American Concrete Insitute

American Institute of Steel Construction

British Standard

6. REQUISITOS DE DISEÑO

6.1. ESTRUCTURAS MIXTAS

En el EC4 [3] se define la estructura mixta como un elemento estructural compuesto por dos componentes, hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados, si fuera necesario, por conectores para poder limitar el desplazamiento longitudinal entre ambos componentes y también evitar que los componentes se despeguen uno del otro. Figura 5.

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 asegurar una resistencia y rigidez lo suficientemente fuertes como para poder actuar ambos componentes como si de uno solo se tratara. Estas estructuras tienen un mejor comportamiento que el que tendrían cada uno de los componentes trabajando por separado.

Con este tipo de estructuras se pueden configurar tanto vigas mixtas como pilares mixtos, aunque este trabajo se va a centrar en los pilares.

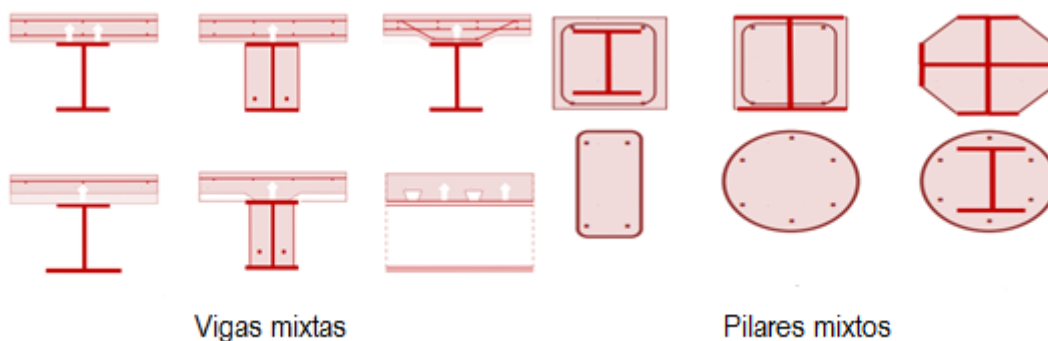


Figura 5. Secciones transversales vigas y pilares mixtos [3].

6.1.1. TIPOS DE PILARES MIXTOS

Las columnas mixtas, como se ha 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 aplicar el mismo tipo de uniones que en estas. El hormigón, como se verá más adelante, además de dotar de más capacidad resistente, proporciona a las columnas mixtas una mayor resistencia al fuego.

A continuación, se presentan los diferentes tipos de pilares mixtos existentes.

6.1.1.1. Pilar a base de secciones abiertas parcial o completamente embebidas en hormigón.

Los pilares parcialmente embebidos están formados a base de perfiles de acero en I o en H, recubiertos con 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, como se puede observar en la Figura 6.

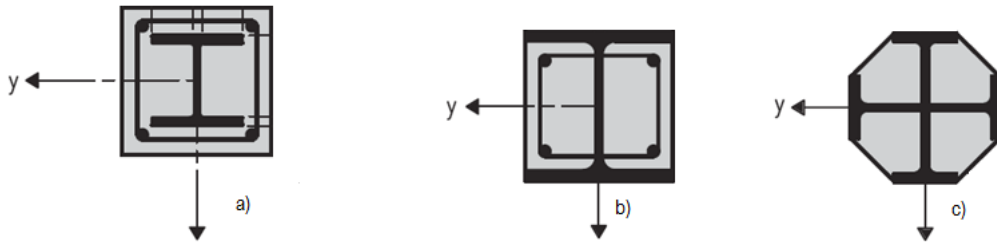


Figura 6.a) Perfiles en I completamente embebidos. b) Parcialmente embebidos. c) Dos perfiles en I [3].

6.1.1.2. Pilar a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón (CFST)

Este tipo de pilares construidos al rellenar perfiles tubulares de acero con hormigón son otro tipo de pilares mixtos. Las secciones huecas rellenas de hormigón pueden adoptar diferentes formas seccionales; circulares, rectangulares, ovaladas, etc. 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 7).

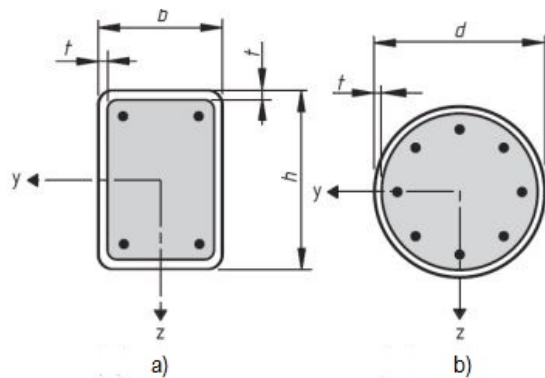


Figura 7. a) Perfil CFST rectangular y b) perfil CFST circular [3].

De los diferentes tipos de pilares presentados, este trabajo se centra en los últimos, los pilares a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón. Los pilares CFST. Las ventajas de este tipo de pilares son numerosas, sobre todo cuando es necesario soportar grandes cargas con secciones compactas.

Por otro lado, existen inconvenientes que surgen por las diferentes normativas, donde además algunas no se actualizan desde hace años. Además, no existe un gran conocimiento del comportamiento de pilares mixtos de alta resistencia o ultra-alta resistencia, un aspecto interesante, ya que podría presentar otras ventajas e inconvenientes adicionales.

6.1.2. APLICACIÓN DE LOS CFST

En los últimos años, la utilización de perfiles tubulares rellenos de hormigón se ha incrementado debido a sus excelentes propiedades resistentes ante acciones sísmicas, a su alta resistencia, a su ductilidad y a su capacidad de absorción de energía. En la práctica internacional los perfiles tubulares rellenos de hormigón se han utilizado en pórticos de nudos rígidos principalmente en Japón. En Estados Unidos se han utilizado en pórticos arriostrados. Otros posibles usos que se le han dado han sido como refuerzo de estructuras inicialmente huecas y pilotes de cimentación. Un ejemplo de un puente realizado con CFST, se muestra en la Figura 8.



Figura 8. Puente con arco realizado con CFST [31].

6.1.3. VENTAJAS DE LOS CFST

Las ventajas que tienen los perfiles formados por tubo de acero relleno de hormigón, CFST, sobre las columnas metálicas tradicionales o de hormigón armado 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, lo que previene la disgregación del hormigón, aunque se alcance la carga última.
- Para una misma carga, se necesita menos sección en las columnas CFST que en los pilares metálicos. Por tanto, se dispone de mayor superficie útil por planta.
- Al tener secciones más pequeñas para una misma carga, 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 los de 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, poco a poco los profesionales están introduciendo en sus diseños este tipo de columnas.

Los pilares CFST son, de entre los pilares mixtos los que más han sido estudiados, especialmente CFST con tubos circulares y rectangulares.

6.1.4. INCONVENIENTES DE LOS CFST

El empleo de CFST presenta una serie de desventajas debidas principalmente a la necesidad de asegurar el comportamiento correcto como una sección mixta y a la falta de métodos fiables simplificados de diseño amparados por la normativa. Esto se hace más notable cuando se emplea HAR.

Se debe asegurar el comportamiento conjunto del acero y el hormigón, obligando a una transferencia de tensiones importante en la interfaz del núcleo con el tubo. Se pueden utilizar conectores en el interior de los tubos, aunque aumenta el coste. En su ausencia el efecto de la adherencia entre los materiales cobra más importancia.

Existen varios métodos de cálculo para columnas mixtas en los diferentes países como Japón, Estados Unidos, Australia Canadá o Europa, pero no son equiparables entre ellos ya que se basan en hipótesis iniciales diferentes. Sería necesaria una homogeneización y estandarización de los diferentes métodos a nivel internacional.

Al trabajar con secciones más pequeñas, la esbeltez y el pandeo son parámetros de especial relevancia.

El EC4 no contempla el uso de hormigones de resistencia superior a 60 MPa en probeta cilíndrica. Por tanto, todos estos hormigones salen del ámbito de aplicación de la misma. No obstante, con estos tipos de hormigones se consigue un aumento en la resistencia a compresión (no tanto a tracción). Sin embargo, el material es menos dúctil que un hormigón normal, lo que dificulta la redistribución de tensiones y, por tanto, la tensión de cortadura en la interfaz es menos uniforme.

Cuando el hormigón es de alta resistencia existe un conocimiento limitado de aspectos como el confinamiento, modos de fallo, adherencia, retracción, tensiones residuales o resistencia al fuego. Además, en el estado del arte actual, existen limitaciones. La mayor parte de los estudios experimentales se han llevado a cabo a una escala de tamaño reducido, por cuestiones económicas y de limitación de las máquinas de ensayo.

6.2. 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. La finalidad de combinar estas propiedades es mejorar el comportamiento inicial que tendrían sus componentes por separado.

En función de las dimensiones de los elementos, la resistencia que los materiales tengan, y la forma de su sección se tendrá un tipo de fallo diferente. La respuesta que pueden tener los CFST ante las sollicitaciones externas depende de aspectos como la adherencia entre el

hormigón y el tubo, el confinamiento, las tensiones residuales, la retracción y fluencia del hormigón o su buen comportamiento frente al fuego.

En los siguientes puntos se introducen conceptos importantes para entender el comportamiento final de este tipo de pilares. Se explican las propiedades y características a tener en cuenta de cada uno de los componentes por separado y cómo se comportan conjuntamente.

6.2.1. HORMIGÓN

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

Existen varios tipos de hormigón, en este proyecto se emplean hormigones de resistencias características de 30 MPa, resistencia normal, de 90 MPa y de 120 MPa, de alta resistencia.

El hormigón de 30 MPa, de resistencia normal, es comúnmente utilizado en la construcción. Tiene unas propiedades aptas pero inferiores a los otros hormigones estudiados en cuanto a resistencia.

Los hormigones propuestos se elaboran a partir de materias primas como son el cemento, la arena (árido fino), la grava (árido grueso) y agua. Cuando se amasa hormigón de alta resistencia y de ultra-alta resistencia, se añaden dos componentes más: el fluidificante, que mejora el efecto hidratador del agua, y el humo de sílice, que al ser más fino que el cemento consigue compactar más la mezcla.

En la Figura 8 aparece representado el diagrama tensión-deformación del hormigón a compresión. A medida que aumenta la resistencia de rotura del hormigón, la caída de tensión del mismo es mayor y más brusca. Esto se produce porque el hormigón almacena un alto contenido de energía. Al fisurar produce una rotura inmediata, la cual en hormigones de baja o media resistencia no se aprecia. En estos casos se produce un descenso moderado, como se aprecia en las curvas más bajas.

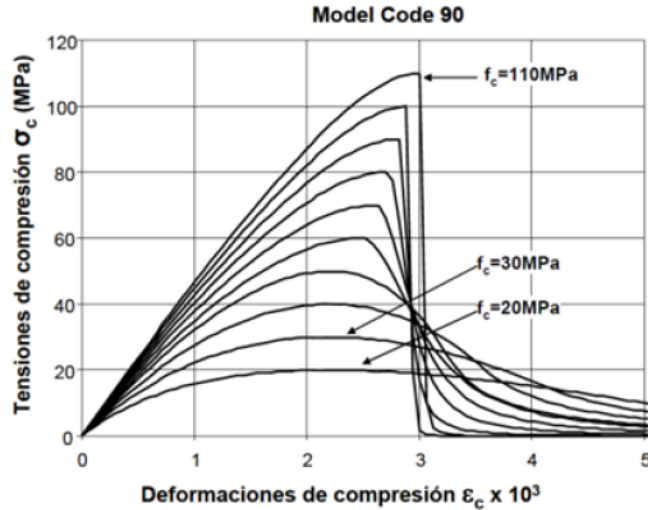


Figura 8. Evolución del hormigón a compresión [32].

La no linealidad que se observa 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 se llega 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 se van uniendo entre ellas.

Al producirse 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 es nula, se alcanza la máxima resistencia. A partir de este momento las grietas no se pueden controlar y ya avanzan por todo el hormigón.

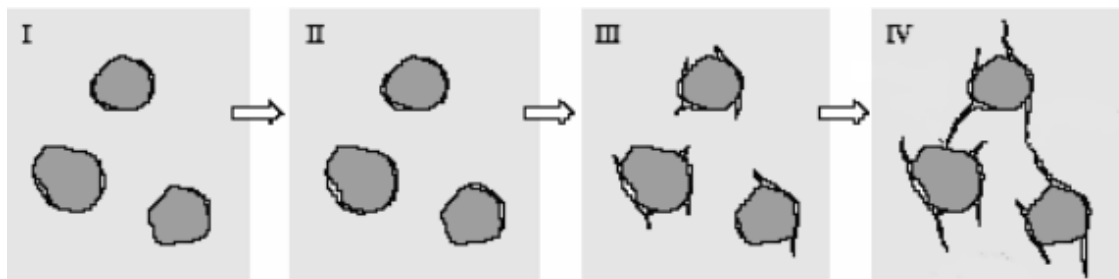


Figura 9. Evolución del proceso de fallo del hormigón [32].

El hormigón de alta resistencia, como son el de 90 MPa o 120 MPa, es 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, fallando de una forma fácil y explosiva.

Este tipo de hormigón 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, en la Tabla 3 se encuentran las diferentes clases de hormigón que se distinguen en el EC4.

Tabla 3. Clases de hormigón EC4 [3].

Clase de hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/40	C40/45	C45/55	C50/60
f_{ck} (GPa)	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (GPa)	2.2	2.6	2.9	3.	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk 0.05}$ (GPa)	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk 0.95}$ (GPa)	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
E_{cm} (GPa)	29	30.5	32	33.5	35	36	37

f_{ck}	Resistencia característica a compresión (probeta cilíndrica) en GPa
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción, en MPa
$f_{ctk 0.05}$	Valor característico cuantil 0.05, en MPa
$f_{ctk 0.95}$	Valor característico cuantil 0.95, en MPa
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante medio para cargas instantáneas, en GPa

Por su naturaleza, en el hormigón aparecen deformaciones 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 tanto saber cómo se modifican sus dimensiones por el coeficiente de Poisson, como cómo varía su respuesta a compresión en los diagramas de axil-desplazamiento.

6.2.1.1. 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 por desecado más retracción autogenerada) se pueden tomar como:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} \quad (15)$$

donde:

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

ϵ_{cd} es la deformación unitaria por retracción de secado (d de dry);

y ϵ_{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:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, ts) \cdot K_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (16)$$

Según el Eurocódigo 2:

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] 10^{-6} \cdot \beta^{RH} \quad (17)$$

$$\beta^{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad (18)$$

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

Tabla 4. Coeficientes en función del tipo de cemento.

Tipos de cemento	α_{ds1}	α_{ds2}
Fraguado lento	3	0.13
Fraguado normal o rápido	4	0.12
Fraguado rápido o alta resistencia	6	0.11

donde K_h es un coeficiente que depende del tamaño teórico de la sección transversal (h_0):

Tabla 5. Valores de K_h .

h_0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
>500	0.70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (19)$$

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;

y 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:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (20)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (21)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t}) \quad (22)$$

6.2.1.2. Fluencia

Es una deformación no instantánea, durante un tiempo continuado, 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 (Tabla 6):

$$n = \frac{E_a}{E_{lc}} \quad (23)$$

Tabla 6. Módulo de elasticidad y módulo eficaz [3].

E_a	Módulo de elasticidad del acero estructural, 210000 N/mm ²
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: $E'_c = E_{cm}/2$

6.2.1.3. 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 nulo si el hormigón en tracción se fisura.

Este valor se obtiene de la siguiente fórmula:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (24)$$

6.2.1.4. Diagrama de comportamiento

El diagrama de tensión deformación a compresión del hormigón tiene la forma característica, que se observa en la Figura 9, determinada mediante ensayos. Cuando el hormigón alcanza su máxima fuerza 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.

Las formas de las curvas del hormigón son muestra de su nivel de ductilidad, en la Figura 9 se puede observar como, dependiendo de la resistencia del hormigón, aparecerán escenarios diferentes. Cuando se trata de hormigón convencional o de resistencia normal, al tener menos resistencia la curva crece y desciende de forma moderada, debido a que el cuerpo almacena poca energía.

Por su parte, en el hormigón de alta resistencia o de ultra-alta resistencia, al almacenar más energía la pendiente aumenta rápidamente, y descarga más energía en el momento de rotura. Como consecuencia, la pendiente de bajada es más pronunciada que la del hormigón convencional, y puede explosionar en su rotura.

6.2.1.5. Análisis de la sección del hormigón

Para el 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 (Figura 8), 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% de la resistencia de cálculo f_{cd} del hormigón a compresión.

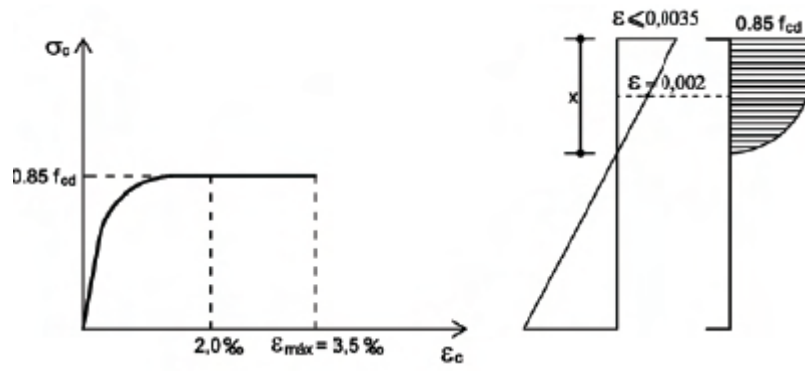


Figura 10. Parábola-rectángulo de cálculo del hormigón según EC4.

6.2.2. 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 se puede ver en la Figura 11.

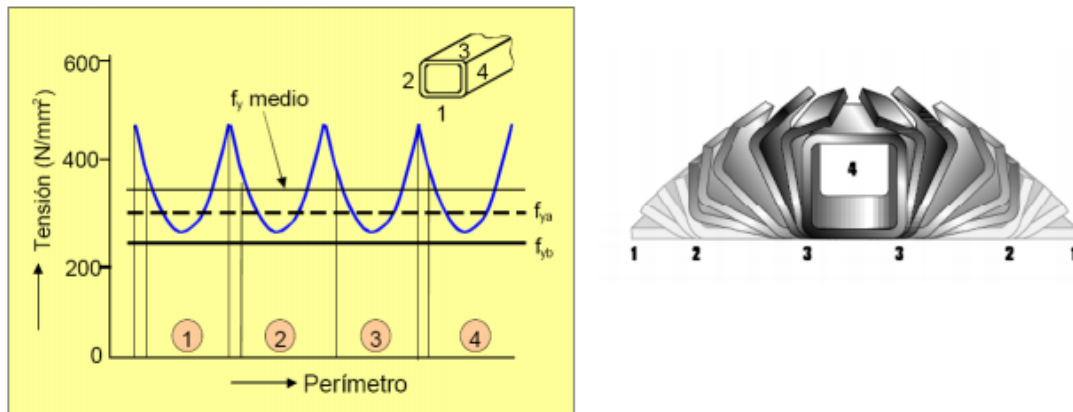


Figura 11. Proceso de conformado de los perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección [33].

El Eurocódigo 4 [3] no considera en el cálculo de pilares mixtos la modificación producida por este proceso de conformado en el límite elástico del acero, y emplea 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 [34], en el apartado 1 – 3, Perfiles de acero conformados en frío. Éste da una expresión para corregir el efecto de este proceso de fabricación en el material base, y será el que se utilizará en los cálculos. Límite elástico medio, tras el conformado en frío, f_{ya}

$$f_{ya} = f_{yb} + \frac{K \cdot n \cdot t^2}{A} \cdot (f_u - f_{yb}) \quad (25)$$

- 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 mm^2
- k coeficiente que tiene en cuenta el proceso de fabricación, $k = 7$
- n número de ángulos de 90°
- t espesor de la sección, en mm

En este trabajo, el acero utilizado en la elaboración de los pilares no cumple en numerosas ocasiones con los requisitos de espesor o límite elástico que se proponen en el Eurocódigo 4 (Tabla 7). En el programa experimental se detallará esto con mayor detalle.

Tabla 7. Relación Acero, espesor y temperatura del ensayo Charpy [3].

Tipo de acero	Espesor t en mm				Temperatura ensayo Charpy ($^\circ\text{C}$)
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	
S 235 JR					20
S 235 J0	235	360	215	340	0
S 235 J2G3					-20
S 275 JR					20
S 275 J0	275	430	255	410	0
S 275 J2G3					-20
S 355 JR					20
S 355 J0	355	510	335	490	0
S 355 J2G3					-20

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 de 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 ϵ_u y deformación correspondiente a límite elástico ϵ_y debe ser igual o superior a 20.

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

Tabla 8. Valores propuestos por el EC4 para diferentes magnitudes.

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

6.2.3. COMPORTAMIENTO CONJUNTO

6.2.3.1. Confinamiento

Se entiende por hormigón confinado el que tiene parcialmente impedida la expansión en las direcciones ortogonales a la directriz de la pieza comprimida. Se distinguen dos tipos de confinamiento: confinamiento activo y confinamiento pasivo.

6.2.3.2. Confinamiento activo

El comportamiento del hormigón en un estado triaxial se estudia por medio de una probeta cilíndrica sometida a una carga axial y a una presión hidrostática lateral proporcionada por un fluido. Dicha presión es activa, es decir, es independiente de la carga axial aplicada. Para una presión lateral fijada se obtiene la curva de tensión – deformación uniaxial del hormigón en compresión. Cuando la presión lateral aumenta, impide la expansión lateral y, de esa forma, retrasa el crecimiento de grietas.

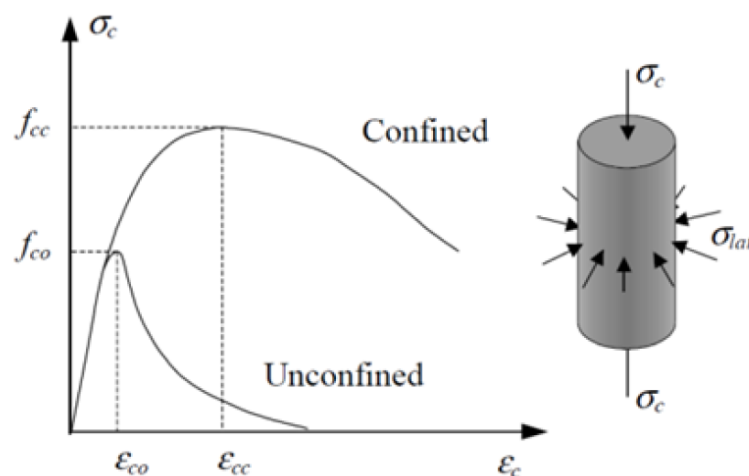


Figura 12. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. Confinamiento activo [32].

6.2.3.3. Confinamiento pasivo

El confinamiento pasivo es el que le aporta el perfil de acero al núcleo de hormigón. Este confinamiento depende de la deformación lateral, tanto del acero como del hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la transversal por el efecto de Poisson y, por tanto, mayor será la presión lateral ejercida sobre el hormigón. Así pues, el confinamiento pasivo depende del nivel de carga axial al que esté sometido el pilar.

Además, el confinamiento pasivo depende de otros factores:

a) Materiales empleados: Hay pocos estudios del confinamiento con hormigón de alta resistencia y de ultra-alta resistencia. Dada la menor dilatación de este tipo de hormigón se observa que el confinamiento no tiene un efecto tan pronunciado.

b) Forma de la sección. El confinamiento pasivo es más efectivo en secciones circulares que en rectangulares o cuadradas.

c) Aplicación de la carga (Figura 13). A los CFST se le puede aplicar la carga de tres formas diferentes, que afectan de forma significativa en el confinamiento pasivo. Aplicación de la carga sobre:

1. Únicamente sobre el perfil de acero: no se produce ningún tipo de confinamiento. Si la carga se aplica únicamente sobre el perfil de acero, no existe confinamiento alguno, y experimentalmente se ha demostrado que la capacidad del pilar es similar a la proporcionada por un perfil tubular vacío [35].
2. El núcleo de hormigón: Confinamiento pasivo constante. Este confinamiento se produce cuando la carga se aplica únicamente sobre el hormigón. La carga axial comprime el núcleo de hormigón expandiéndose de forma transversal. Esta deformación la contiene el perfil de acero, retrasando el fallo del hormigón por tracciones excesivas en su periferia.
3. Toda la sección: Confinamiento pasivo no constante. El proceso de confinamiento progresivo con el nivel de carga es el siguiente. Inicialmente el coeficiente de Poisson del hormigón es menor que el del tubo de acero y por tanto el tubo no ejerce presión sobre el hormigón. A medida que las deformaciones longitudinales aumentan, la expansión lateral del hormigón también lo hace y en mayor medida que el acero. Esto sucede en el momento en el que aparecen microgrietas en el hormigón, cuando comienza el régimen elasto-plástico, es entonces cuando el hormigón se expande lateralmente más rápidamente que el acero, alcanzando a éste, reanudando el contacto y ejerciendo una presión sobre él. En este momento se desarrollan tensiones triaxiales en el núcleo de hormigón y se consigue el confinamiento pasivo en el pilar.

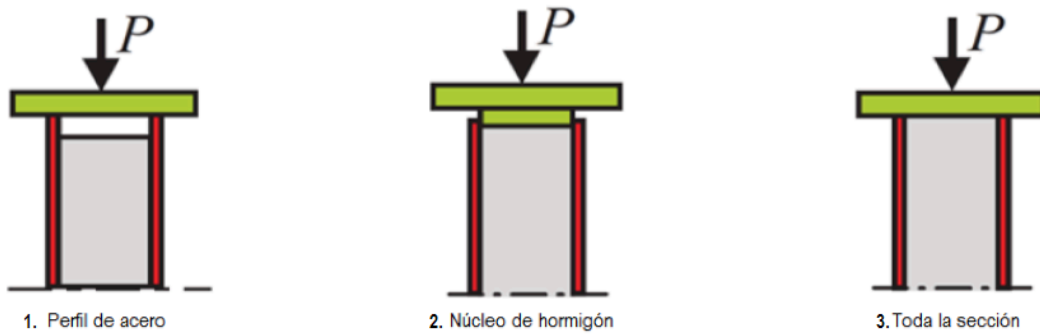


Figura 13. Tipo de aplicación de carga [36].

En resumen, el núcleo de hormigón en una columna CFST es ideal para resistir cargas de compresión, ya que el tubo de acero exterior mejora su resistencia debido al explicado confinamiento pasivo.

Dicho confinamiento limita al hormigón al intentar expandirse lateralmente, ya que la sección de acero no se lo permite. Se genera así un estado de tensiones donde el hormigón trabaja en régimen triaxial (Figura 14), 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 Figura 15. Es decir, en pilares compactos con carga axial centrada la resistencia del elemento es mayor que la de la suma de resistencias de cada uno de los materiales .

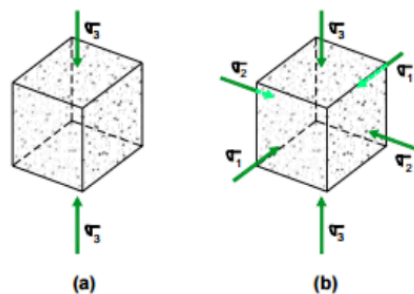


Figura 14.a) Estado de compresión uniaxial. b) Estado de compresión triaxial [36].

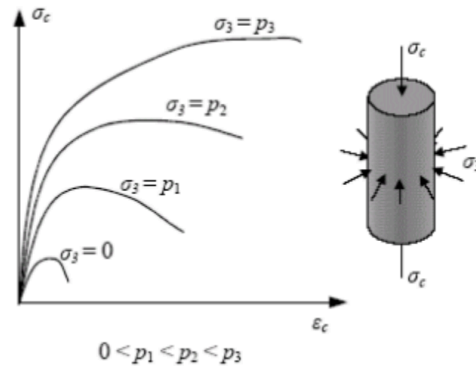


Figura 15. Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento [36].

6.2.3.4. 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, Figura 16:

- 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.
- Macrointerferencia por el efecto de la curvatura del elemento. Resultando en la compatibilidad de deformaciones.

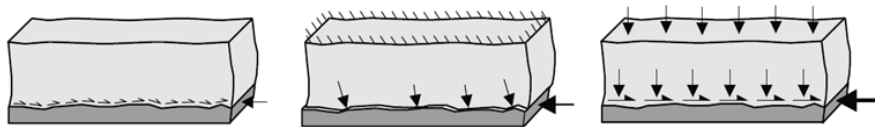


Figura 16. Mecanismos de adherencia [32].

6.2.3.5. 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 aportará 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 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.

6.2.3.6. 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 17.

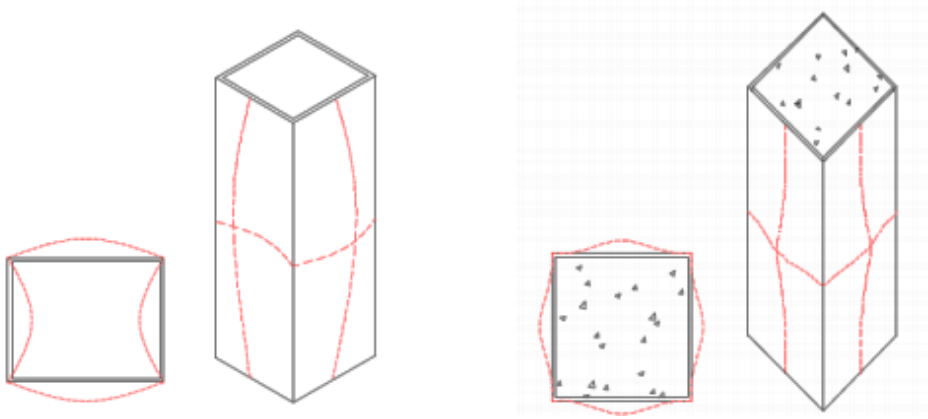


Figura 17. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos [37].

Los Eurocódigos 3 [34] y 4 [3] 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.

Según su capacidad de rotación y de desarrollo del momento plástico las secciones de las piezas se clasifican en las cuatro clases siguientes como se puede ver en la Figura 18.

- Las secciones transversales clase 1 (Plásticas) 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 (Compactas) 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 (Semicompactas o elásticas) 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 (Esbeltas) en las que para determinar su resistencia a momento flector o a compresión, es necesario tener en cuenta explícitamente los efectos locales de abolladura.

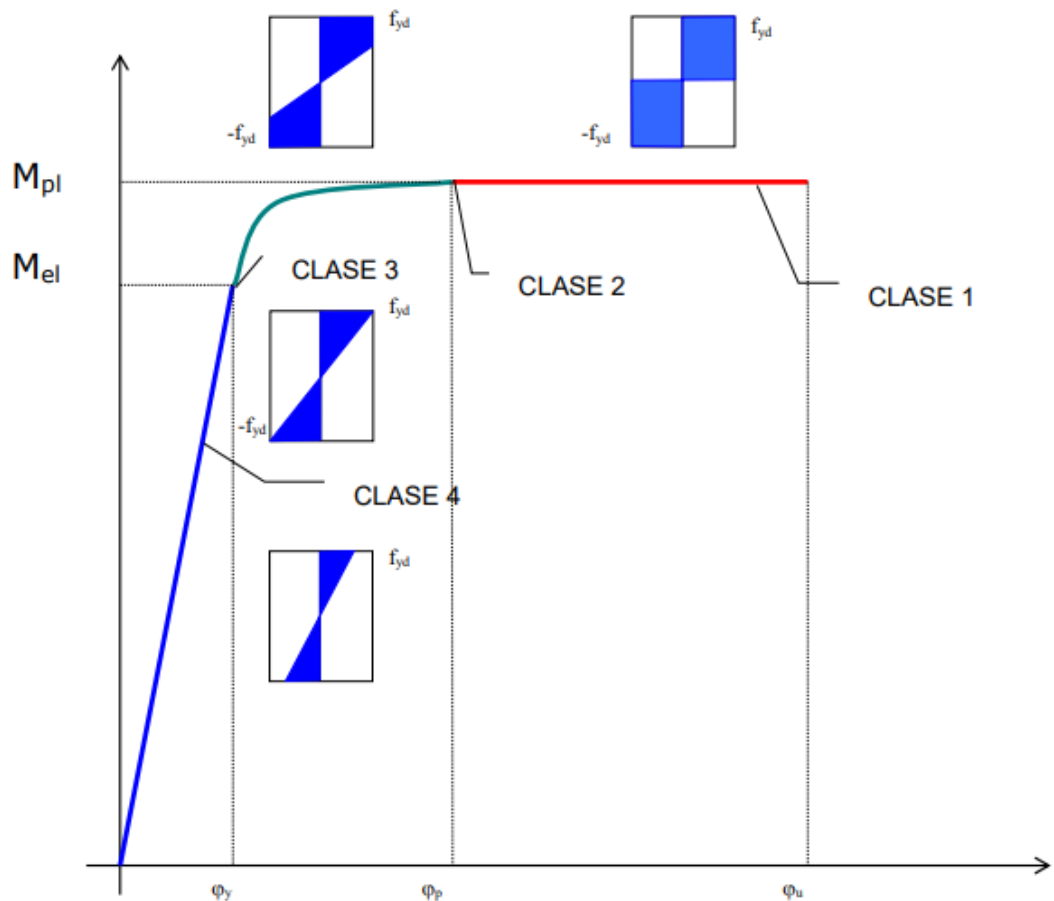


Figura 18. Clasificación de la sección transversal [34].

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo 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.

El EC4 establece un espesor mínimo a utilizar en las piezas de acero para prevenir la aparición de efectos de abolladura local. Para secciones parcialmente embebidas y secciones cerradas rellenas de hormigón, la esbeltez de los elementos de la sección de acero deberá satisfacer unas condiciones en función del diámetro o ancho de la sección y el espesor del tubo y el tipo de material. En la sección correspondiente, se analizarán estos límites para cada tipo de geometría.

7. ANÁLISIS DE SOLUCIONES

7.1. 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 tipo tubular de acero de sección cuadrada, rectangular, circular y elíptica, rellenos con agua y diferentes tipos de hormigón y sometidos a carga axial sin excentricidad sobre elementos cortos.

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

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

- Longitud del elemento
- Materiales utilizados
- Geometría

7.1.1. 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 y que, para las dimensiones de los tubos, asegura unos valores de esbeltez bajos.

La idea de escoger una longitud corta es evitar efectos de segundo orden derivadas de la esbeltez del elemento.

Además, esta elección también asegura que su traslado sea el más fácil posible y, por supuesto, esta longitud es correcta para el banco de ensayos disponible en el laboratorio.

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

7.1.2. MATERIALES

7.1.2.1. Hormigón

Se decide trabajar con hormigones de diferente resistencia y así poder analizar la influencia de los materiales en el comportamiento del elemento. En este proyecto se trabaja con hormigón de tres tipos; 30 MPa ,90 MPa y 120 MPa.

El rango de aplicación del EC4 solo contempla trabajar con hormigón de resistencia igual o menor a 50 MPa. En el proyecto, al emplear hormigones fuera de este rango de resistencias, se estudiará como comportan los pilares ante estas situaciones que no están reflejadas en la norma europea.

7.1.2.2. Acero

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

En el proyecto tendremos principalmente dos tipos de acero, el acero S275 con $f_y=275$ MPa y S355 con $f_y=355$ MPa. Estos datos de tensión de límite elástico (f_y) son los nominales.

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

No obstante, más adelante, de forma experimental se comprobará la verdadera resistencia a compresión que aportan los perfiles utilizados en el proyecto.

7.1.2.3. Agua

Además de rellenar los pilares con hormigón, durante la planificación del proyecto se ha visto interesante la posibilidad de rellenar los mismos perfiles tubulares de acero con otro material: el agua.

Se piensa en el agua y no otro material porque la compresibilidad del mismo, se conoce la compresibilidad como la propiedad que tienen los materiales para disminuir su volumen una vez se les ha aplicado una fuerza axial de compresión.

Está muy relacionado con el experimento que se va a realizar, introducir agua en pilares tubulares de acero para ver su resistencia compresión, sabiendo que la compresibilidad del agua es casi nula.

7.1.3. GEOMETRÍA

La geometría del pilar varía en función de la sección elegida y del tipo de geometría, se puede ver en las Figuras 19 y 20 las diferentes geometrías utilizadas para el proyecto.

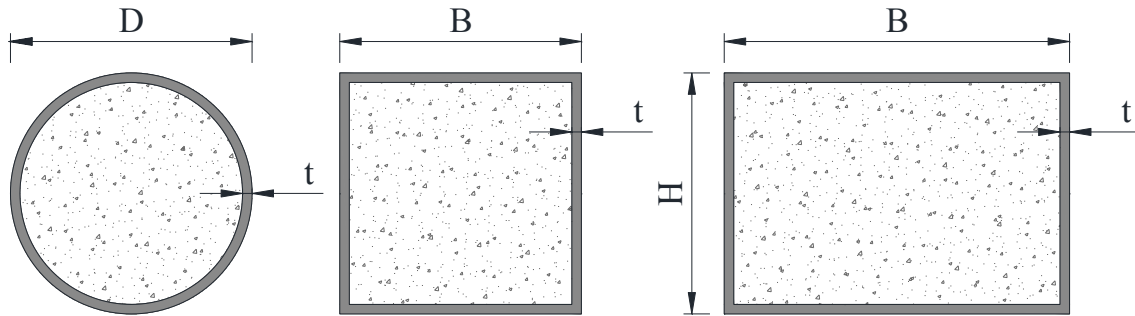


Figura 19. Geometrías estándar utilizadas.

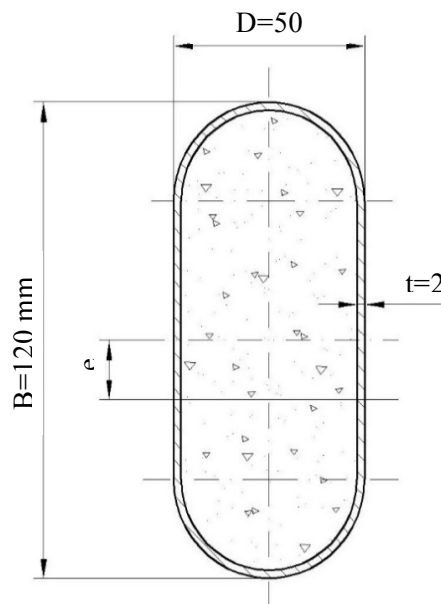


Figura 20. Geometría ovalada.

Para la selección del rango de dimensiones se ha estudiado el catálogo de perfiles tubulares que ofrece Acelor Mittal, se han buscado algunos tubos no normalizados para así poder estudiar combinaciones distintas a las contempladas por la norma y así evaluar si la eficacia de la norma puede ser aplicada en otros casos.

Para el proyecto, se han utilizado tubos no normalizados. De este modo, como se podrá ver en apartados posteriores, algunas características de los tubos no cumplirán los requisitos del EC4. Los pilares utilizados en el proyecto son los siguientes:

Tubos circulares:

- 168,3.2,8
- 159.3
- 100.3
- 101,6.3
- 101,6.2
- 101,6.5
- 108.2
- 120.2,5

Tubos rectangulares y cuadrados:

- 125.125.3
- 125.125.4
- 100.100.4
- 150.100.4
- 150.100.5
- 200.120.3

Tubos elípticos:

- 120.50.2

Por otra parte, el parámetro diámetro/espesor (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.

Como se ha podido ver anteriormente, el pandeo local de los tubos de acero es estudiado en el EC4. En las ecuaciones 12,13 y 14 se pueden ver las comprobaciones que se realizan en la norma europea para comprobar si los tubos cumplen con la misma.

Al aplicar estas expresiones a los especímenes de este programa experimental, se obtienen los resultados que se pueden observar en las Tablas 9,10 y 11.

Tabla 9. Comprobación tubos circulares.

Nombre	ϵ	$\frac{d}{t}$	$90 \cdot \epsilon^2$	CUMPLE $\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \epsilon^2$
C.168,3.2,8	0,86	60,11	66,55	Sí
C.159.3	0,84	53	62,89	Sí
C.100.3	0,74	33,33	48,87	Sí
C.101,6.3	0,74	33,87	49,76	Sí
C.101,6.2	0,77	50,8	53,15	Sí
C.101,6.5	0,76	20,32	51,67	Sí
C.108.2	0,7	54	44,63	No
C.120.2,5	0,73	48	47,47	No

Tabla 10. Comprobación tubos rectangulares y cuadrados.

Nombre	ϵ	$\frac{\max(h, b)}{t}$	$52 \cdot \epsilon$	CUMPLE $\frac{\max(d, h)}{t} \leq 52 \cdot \epsilon$
S.125.125.3	0,89	41,67	46,33	Sí
S.125.125.4	0,82	31,25	42,88	Sí
S.100.100.4	0,81	25	42,09	Sí
R.150.100.4	0,93	37,5	48,44	Sí
R.150.100.5	0,89	30	46,53	Sí
R.200.120.3	0,88	66,67	46,01	No

Tabla 11. Comprobación tubo de sección ovalada.

Nombre	ϵ	$\frac{\max(h, b)}{t}$	$52 \cdot \epsilon$	CUMPLE $\frac{\max(d, h)}{t} \leq 52 \cdot \epsilon$
ov.120.50.2	0,87	35	45,5	Sí

Como se observa en las Tablas 9,10 y 11, el límite para el pandeo local de algunos tubos de acero elegidos no cumple con la norma, algo que puede llevar a pensar que algunos de los especímenes presentarán valores de resistencia inferiores a los predichos por la norma, algo que se verá más adelante.

En cuanto a la geometría, ésta viene definida por diferentes parámetros. A continuación, se describe cada uno de ellos.

7.1.3.1. Espesor

El espesor es una característica a tener en cuenta a la hora de diseñar la campaña y de evaluar los resultados. Los especímenes han sido elegidos para poder comparar la misma geometría con espesores diferentes, y así poder evaluar el efecto que tiene sobre el comportamiento final. En la Tabla 12 se pueden observar algunos ejemplos:

Tabla 12. Especímenes con diferentes espesores.

Circulares		Rectangulares		Cuadrados	
Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Largo·Ancho (mm·mm)	Espesor (mm)	Lado (mm)	Espesor (mm)
101,6	2	150·100	4	125	3
	3		5		4
	5				

Posteriormente en el apartado de los resultados se evaluará el efecto que tiene el espesor del acero en cuanto a comportamiento final se refiere, y así evaluar la acción del acero en este tipo de estructuras.

7.1.3.2. Área

La influencia del área de acero es otro parámetro que se pretende estudiar en el presente proyecto. Ya que, dependiendo de la cantidad de acero utilizado, la estructura tendrá un precio u otro, debido a que el precio del acero es el que eleva o disminuye el precio total de la estructura.

Por tanto, comparando diferentes geometrías con un área similar, podemos evaluar qué tipo de geometría es más eficaz y, por tanto, más económica.

En la Tabla 13 podemos ver las secciones relacionadas por tener un área equivalente:

Tabla 13. Especímenes con área equivalente.

Forma	Sección	Área (mm ²)
Cuadrada	125·125·4	1936
Rectangular	150·100·4	1936
Circular	168,3·2,8	1456
Circular	159·3	1470
Cuadrada	125·125·3	1464
Circular	120·2,5	922.82
Circular	100·3	914.18
Circular	101,6·3	929.26

Posteriormente en el apartado de los resultados se podrá comprobar el comportamiento de los especímenes con áreas equivalentes.

7.2. 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.

7.2.1. 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 14:

Tabla 14. Dosificación, por m³, empleada para los diferentes hormigones.

f _c (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
120	690	759	605	200	172	29,6

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 utilizan como materias primas: cemento, arena, grava y agua. Sin embargo, para el hormigón de alta resistencia de 90 MPa, y para el de ultra alta resistencia de 120 MPa, se añade a los materiales anteriormente citados el humo de sílice, más fino que el cemento y que consigue una mezcla más compacta, y el fluidificante, que aumenta la hidratación del agua.



Figura 21. 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 o 120 MPa, además del cemento también se procederá a introducir el humo de sílice, introduciendo éste último antes para así evitar que se disperse debido a su tamaño tan pequeño y su gran volatilidad.

Una vez añadido el humo de sílice en la mezcla, se procede a introducir lentamente el agua mientras la hormigonera realiza su movimiento de rotación para conseguir la mezcla deseada.

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

Una vez está listo el hormigón y éste tiene un aspecto homogéneo, se procede a rellenar los perfiles de acero. También se rellenan las probetas cilíndricas y cúbicas, que se utilizan para ensayar la resistencia del hormigón el día del ensayo.

El control de las propiedades del hormigón se realizó sobre dos tipos de probetas, por una parte, probetas cilíndricas de 150 x 300 mm y, por otra parte, probetas cúbicas de 100 mm x 100 mm. Más tarde se explicará el procedimiento para caracterizar el hormigón.

Los moldes se rellenan en cada una de las amasadas, para los hormigones de 30 MPa y 90 MPa, una vez vertido el hormigón se vibra para así liberar el aire ocluido. En el caso del hormigón de ultra-alta resistencia no se vibra debido a que la mezcla es autocompactante y no permite la entrada de aire en su interior. Sin embargo, el hecho de que sea autocompactante dada su mala trabajabilidad, asegura la buena puesta en obra del hormigón.

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. Por otro lado, en la ejecución de las probetas

cúbicas no hace falta la misma precisión en el acabado, ya que, al ser de dimensiones iguales, las caras laterales son perfectamente perpendiculares.

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 destacar que para que extraer la probeta del molde de una forma sencilla, hay que cubrir 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 tapados 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.

7.2.2. 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, límite 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 Figura 22 se puede observar alguno de los tubos de 6 metros que se recibían de fábrica. De ellos se han obtenido los especímenes y las probetas para caracterizar el acero.



Figura 22. Tubos de 6 m de sección rectangular.

Los cortes de los tubos de 6 m 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.

Asimismo, 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.



Figura 23. Proceso de cortado de los pilares de 6 m en la tronzadora.

Una vez cortados los tubos que servirán para realizar los especímenes de ensayo, se caracteriza el acero para ver su resistencia real.

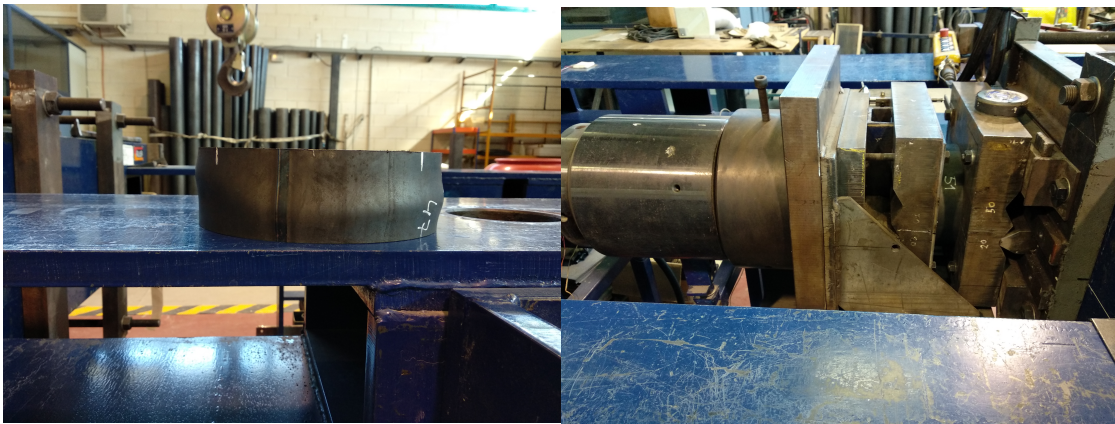


Figura 24. Imagen de los ensayos de caracterización del acero.

7.2.3. LLENADO DEL PILAR Y CONTROL DE SU GEOMETRÍA

7.2.3.1. Llenado de hormigón

Previamente 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.

Por otra parte, en la parte superior de los tubos de acero se sitúa una barra transversal, 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 rellenan los perfiles de acero. Los perfiles que se rellenan con hormigón de 30 MPa y 90 MPa se vibran, como en el caso de las probetas cilíndricas, para así eliminar el aire del interior y con ello lograr que el hormigón este distribuido homogéneamente. Se llena $\frac{3}{4}$ partes 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 únicamente en los especímenes de 30 MPa y 90 MPa.

Antes de taparlos con un plástico para que no pierdan humedad, se allanan para que la superficie quede lo más lisa posible para así, poder realizar de una forma óptima los ensayos.

Después de taparlos se lleva 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 preparan los especímenes.

7.2.3.2. Llenado de agua

El llenado de los pilares de agua se realiza de una forma diferente a la de los pilares rellenos de hormigón.

A los pilares tubulares se les suelda en los extremos dos chapas de acero para asegurarse que el agua permanece en el interior del espécimen, y también para asegurar que la fuerza aplicada por el pórtico horizontal será aplicada de forma uniforme a toda la cara.

Una vez soldadas las chapas en el pilar tubular, se introduce el agua en el interior. Se deberá revisar bien, ya que a la hora del ensayo cualquier fisura provocando una fuga de agua.

7.2.3.3. *Marcado de pilares*

El objetivo del marcado es asegurar la correcta colocación del pilar en el banco de ensayos.

En primer lugar, se han de realizar las marcas en el pilar usadas para colocar correctamente el pilar en el banco de ensayos

En cada pilar se realizan 8 marcas, 4 por cada extremo. En los pilares rectangulares o cuadrados se marca en el centro de cada cara, y en los circulares una marca cada 90 ° aprovechando la soldadura del pilar como referencia para que coincidan las marcas ambos extremos del pilar.

El marcado se realiza colocando el perfil en planos realizados por AutoCAD para cada perfil donde se especifica el lugar donde realizar la marca.

En la Figura 25 se observa dicho procedimiento.



Figura 25. Marcado de los pilares.

7.3. ESPECÍMENES A ENSAYAR

En las Tablas 15,16 y 17 se presentan los detalles relativos a los pilares ensayados, tanto sus dimensiones como las resistencias reales de los materiales empleados. Cada uno de los ensayos se le ha identificado con un nombre con la siguiente estructura: **Xa.b.c _ dd.eee**

- X indica que se trata de una columna de sección Rectangular (R), Cuadrada (S), Circular (C), elíptica (E)
- a indica la dimensión b del perfil en mm, diámetro del perfil circular o indica la longitud entre círculos del perfil elíptico en mm.
- b indica la altura h del perfil en mm, en perfil circular no se indica nada y en el perfil elíptico indica el diámetro de los círculos del perfil elíptico en mm.
- c indica el espesor t del perfil en mm
- dd indica la resistencia del hormigón en MPa (*water* en caso de rellenarse con ésta)
- eee indica el límite elástico nominal del acero en MPa

Tabla 15. Especímenes rectangulares y cuadrados.

Name	B (mm)	H (mm)	t (mm)	f _y (MPa)	f _c (MPa)
S125.125.3_275.30					46.67
S125.125.3_275.90					94.33
S125.125.3_275.120	125	125	3	296.06	98.72
S125.125.3_275.water					agua
S125.125.4_275.30					46.67
S125.125.4_300_275.90					94.33
S125.125.4_275.120	125	125	4	345.59	98.72
S125.125.4_275.water					agua
S100.100.4_275.30b				353.23	31.35
S100.100.4_275.30					39.93
S100.100.4_275.90	100	100	4	358.67	98.84
S100.100.4_275.120					98.72
S100.100.4_275.water					agua
R150.100.4_275.30					40.41
R150.100.4_275.90					90.58
R150.100.4_275.120	150	100	4	270.84	98.72
R150.100.4_275.water					agua
R150.100.5_275.30					40.19
R150.100.5_275.90					88.92
R150.100.5_275.120	150	100	5	293.56	98.72
R150.100.5_275.water					agua
R200.120.3_275.30					39.93
R200.120.3_275.90					89.36
R200.120.3_275.120	200	120	3	300.15	98.72
R200.120.3_275.water					agua

Tabla 16. Especímenes circulares.

Name	D (mm)	t (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)
C168.3,2.8_275.30	168.3	2.80	317.8	37.71
C168.3,2.8_275.90				93.74
C168.3,2.8_275.120				104.07
C168.3,2.8_275.water				agua
C159,3_275.30	159	3	336.28	33.39
C159,3_275.90				90.85
C159,3_275.120				104.07
C159,3_275.water				agua
C101.6,2.0_275.30	101.6	2	397.94	40.8
C101.6,2.0_275.90				93.51
C101.6,2.0_275.120				104.07
C101.6,2.0_275.water				agua
C108,2_355.30	108	2	473.86	34.04
C108,2_355.90				93.51
C108,2_355.120				104.07
C108,2_355.water				agua
C120.2,5_275.30	120	2.5	445.52	41.44
C120.2,5_275.90				94.68
C120.2,5_275.120				104.07
C120.2,5_275.water				agua
C100.3_275.30	100	3	432.09	34.04
C100.3_275.90				93.51
C100.3_275.120				104.07
C100.3_275.water				agua
C101,6.5_275.30	101.6	5	409.35	34.04
C101,6.5_275.90				93.51
C101,6.5_275.120				104.07
C101,6.5_275.water				agua
C101,6.3_275.30	101.6	3	425.03	34.04
C101,6.3_275.90				93.51
C101,6.3_275.120				104.07

Tabla 17. Especímenes ovalados.

Name	B (mm)	H (mm)	t (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)
ov.120.50.2_275.30	120	50	2	306.98	40.8
ov.120.50.2_275.90					89.36
ov.120.50.2_275.120					98.72
ov.120.50.2_275.water					agua

7.4. BANCOS DE ENSAYO

7.4.1. 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.

Cabe destacar que, como se ha comentado, existen dos tipos de probetas para caracterizar el hormigón: cilíndricas y cúbicas.

7.4.1.1. *Probetas cilíndricas*

Para comprobar la resistencia última a compresión se procede a realizar un ensayo de compresión hasta rotura de las probetas anteriormente citadas en el pórtico vertical de Ibertest como se puede observar en la Figura 26. Por norma hay un procedimiento para refrentar las probetas previamente a la realización del ensayo.



Figura 26. Pórtico vertical. Ibertest.

El refrentado de las probetas se ha realizado según las conclusiones extraídas de la tesis de Garavito [39], 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 o rectificado, o la colocación de mortero de azufre de alta resistencia y pasta de cemento aluminoso.

Una vez realizado el refrentado según Garavito, 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. La carga de compresión comienza a incrementarse a una velocidad establecida en la norma.

Cuando 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 la Figura 26 se puede observar el procedimiento anteriormente comentado. Se sitúa una camisa de goma alrededor de una de las probetas. Esto se realiza sólo en las probetas de 90 MPa, ya que estas 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.

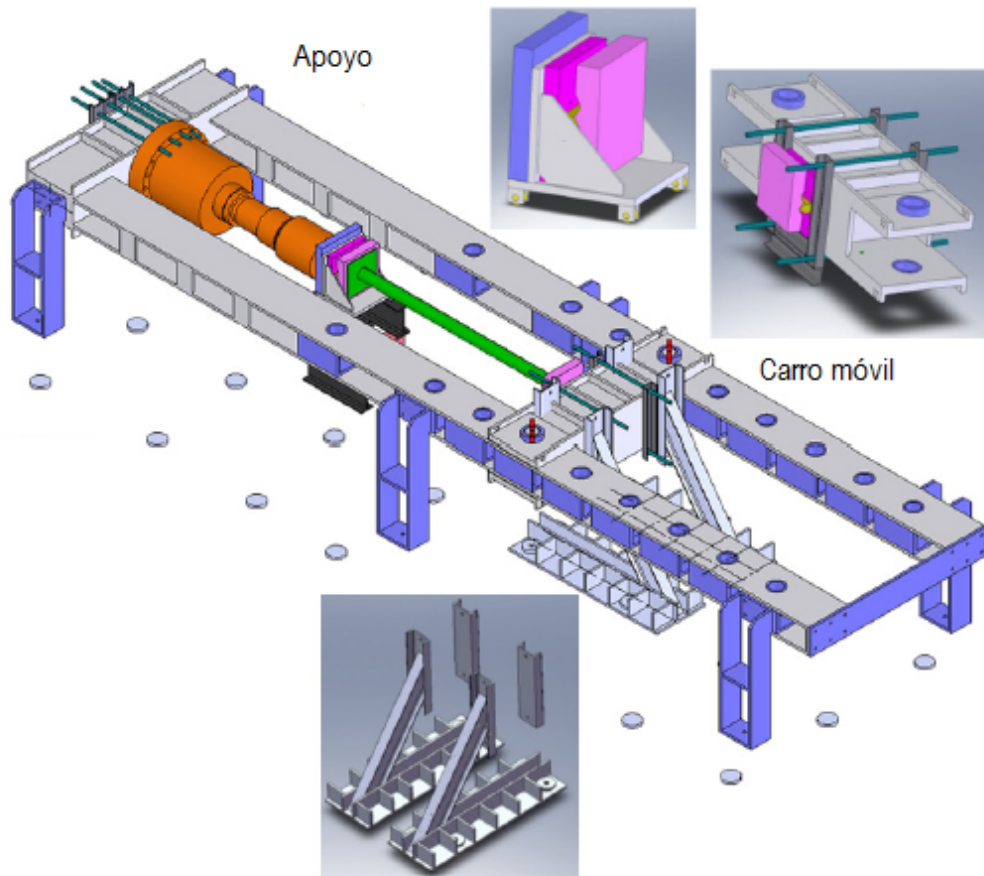
7.4.1.2. *Probetas cúbicas*

Estas probetas no necesitan ser refrentadas como las probetas cilíndricas, como se ha explicado en apartados anteriores, ya que el molde asegura unas caras totalmente planas y perpendiculares.

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

7.4.2. 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 m (incluidos los apoyos), ya que el grupo de investigación Estructuras Mixtas lo había utilizado previamente en proyectos en que 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. En este uso, al ser de 300mm no haría falta utilizar el pórtico horizontal, pero dado que se controla su funcionamiento, se ha adaptado para soportar este nuevo tipo de pilares. Esto puede observarse en la Figura 27.



Sistema antitorsión
 Figura 27. Croquis del pórtico horizontal [37].

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 m de longitud.

Al posicionar este pórtico en horizontal se necesitan 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 dispone 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.

En la Figura 28, se puede observar la nueva distribución del montaje para el proyecto que se va a desarrollar, se puede ver como se ha comentado que desaparece el soporte, y se ha añadido en el carro móvil y el apoyo unas escuadras las cuales permitirán sostener el pilar a ensayar.



Figura 28. Pórtico horizontal.

En la Figura 29 se puede ver como el carro móvil está desplazado hasta la posición requerida, para así poder situar los pilares de 300mm.

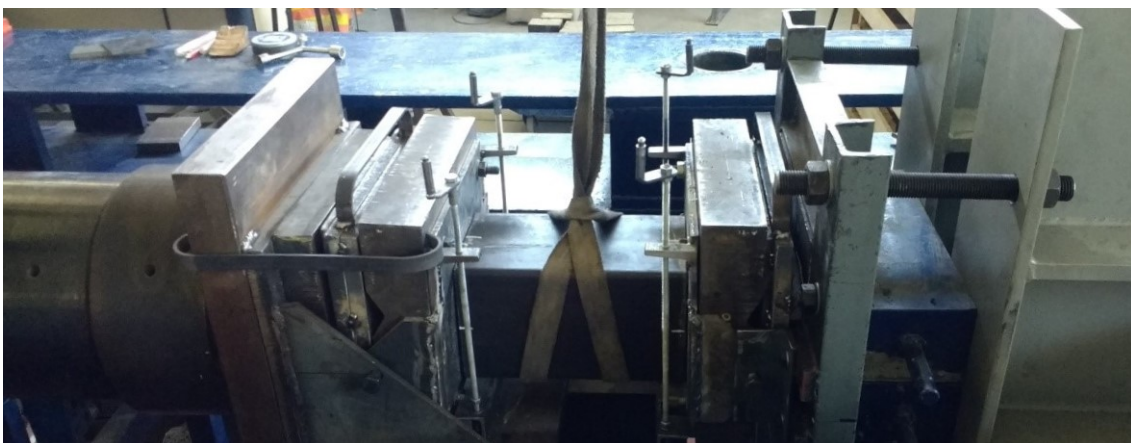


Figura 29. Nueva posición del actuador.

En la parte izquierda de la Figura 29 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 dispone otra plancha simétrica en la derecha, permitiendo a ambas un leve movimiento de rotación para poder ajustar los centros de los pilares a ensayar

Se puede 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 el centro del pilar anteriormente marcado y conseguir un ensayo óptimo.

En la Figura 30, se puede ver el mecanismo anteriormente citado. De este modo es posible posicionar en el centro de la placa el espécimen a ensayar. En el ensayo de la Figura 30, puede observarse que estaría situado en la línea número 1 para conseguir que esté totalmente centrado.



Figura 30. Control de las excentricidades.

7.4.2.1. CAPTURA DE DATOS

Para capturar los datos en el taller se ha utilizado el software propio de Ibertest (Figura 31), siguiendo siempre los mismos pasos.

Este software permite introducir los parámetros del ensayo (dimensiones del espécimen, información adicional a tener en cuenta), así mismo permite seleccionar la velocidad de avance del pistón y pre-carga del mismo. Además, también se puede asignar nombres diferentes a cada uno de los ensayos para así más tarde, una vez realizado el ensayo, poder guardar los resultados obtenidos y extraerlos para su estudio.

Cada vez que se inicia el ensayo máquina se indica que esté activado el retorno automático al final de cada ensayo, para evitar cualquier inconveniente.

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

Cabe destacar que cuando se produce la rotura de los pilares, se debe esperar a que descienda la pendiente de la curva carga-desplazamiento un 15 % para poder parar en ensayo. De este modo se obtienen los datos necesarios para el posterior análisis.

En la Figura 31 se muestra una imagen del equipo de monitorización en funcionamiento durante uno de los ensayos.



Figura 31. Sistema de control del pórtico horizontal.

8. RESULTADOS FINALES

En el siguiente apartado se van a exponer y analizar los resultados obtenidos en los ensayos realizados en la campaña experimental.

8.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1.1. CARGAS MÁXIMAS

En primer lugar, se van a comparar las cargas máximas soportadas por los especímenes. Se han comparado por un lado los especímenes circulares y ovalados y, por otro lado los especímenes cuadrados y rectangulares.

Los resultados obtenidos se pueden observar en las siguientes figuras. En la Figura 32 se muestran las cargas máximas correspondientes a los especímenes circulares y ovalados, y en la Figura 33, los rectangulares y cuadrados.

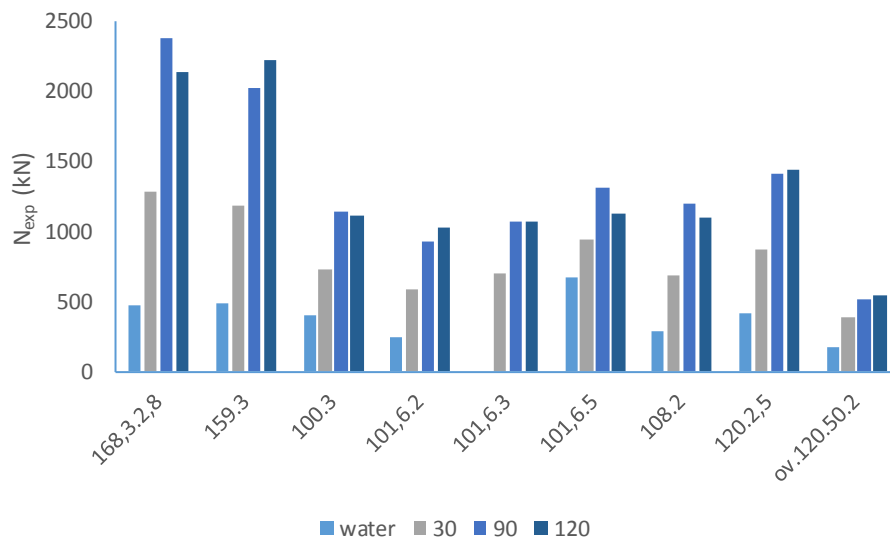


Figura 32. Carga máxima circulares y ovalados.

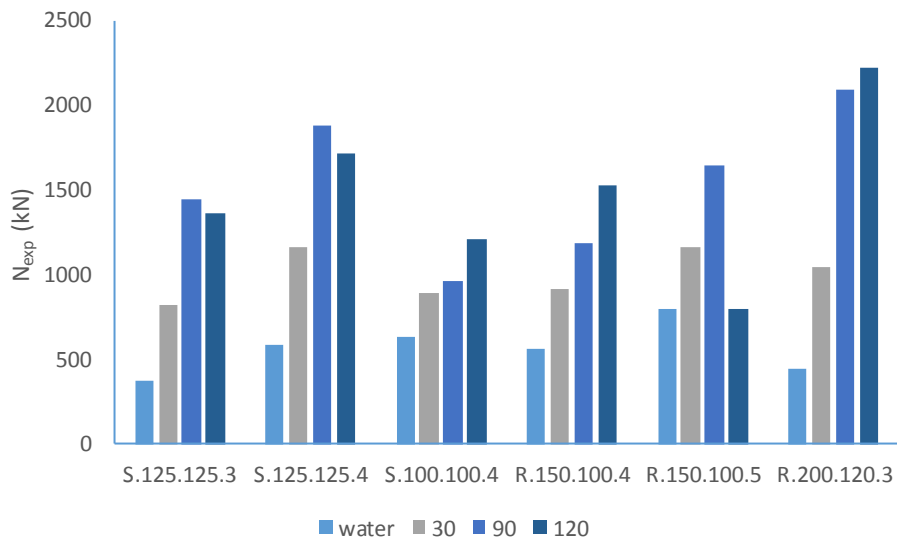


Figura 33. Carga máxima rectangulares y cuadrados.

Como era de esperar, los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa resisten menos carga que los especímenes rellenos de hormigones de mayor resistencia. No obstante, cabe destacar que la diferencia entre la resistencia máxima entre los pilares rellenos de hormigón de 90 MPa y 120 MPa no es tan notable como se esperaba e incluso en algunos casos los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa superan en resistencia a los de 120 MPa. Esto puede ser debido a imperfecciones en la preparación de los especímenes y durante los ensayos.

En rasgos generales, para los pilares con geometrías circulares, aquel con mayor área es el que presenta mayores valores de N_{exp} .

A continuación, en los siguientes apartados se van a analizar los resultados experimentales en base a una serie de índices que ayuden a comprender la contribución de ambos materiales en el comportamiento compuesto del pilar.

8.1.2. STRENGTH INDEX (SI)

El *Strength Index* (SI) es la relación entre la capacidad teórica de la sección transversal y la carga última real. Ayuda a medir la sinergia entre el tubo de acero y el núcleo de hormigón. La fórmula para calcularlo es la siguiente:

$$SI = \frac{N_{exp}}{A_s f_y + A_c f_c} \quad (26)$$

donde

- N_{exp} es la carga última experimental.
- A_s es el área de la sección transversal del tubo de acero.
- f_y es el límite de elasticidad del tubo de acero.
- A_c es el área de hormigón de sección transversal.
- f_c es el límite a compresión del hormigón.

Para todas las columnas testadas, se aplica la expresión anterior y los resultados que se obtienen se muestran en las Figuras 34 y 35.

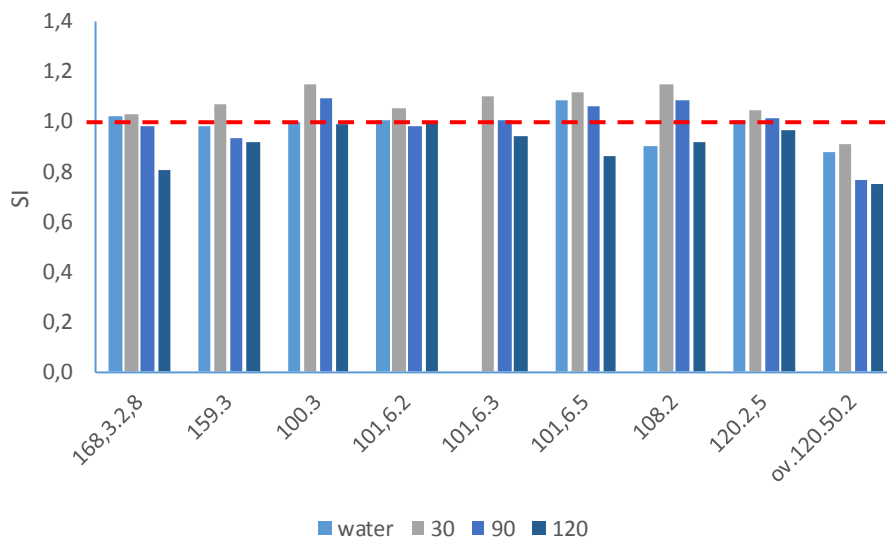


Figura 34. SI para circulares y ovalados.

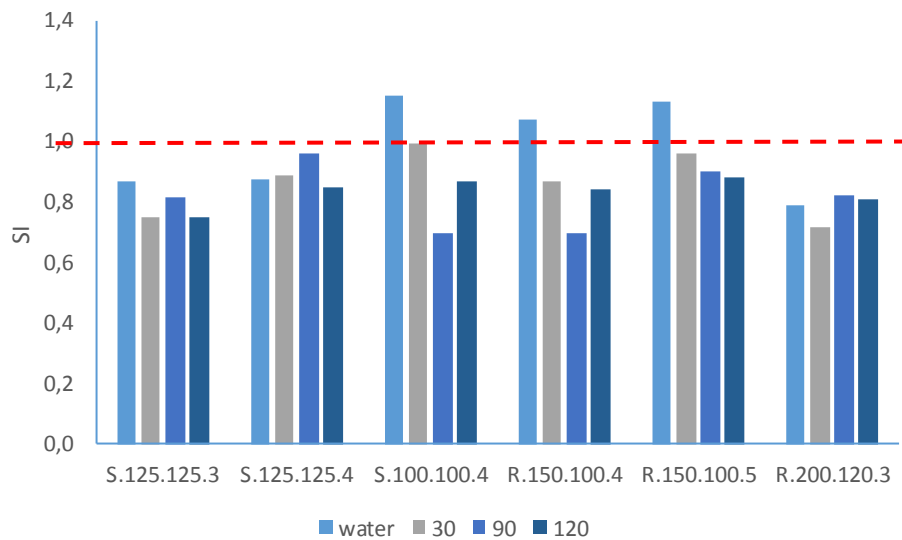


Figura 35. SI para rectangulares y cuadrados.

En las Figuras 35 y 36 se observa que:

- Las columnas con sección circular muestran valores de SI más elevados que los rectangulares como se esperaba. Esto indica que el confinamiento es más evidente en secciones circulares.
- También se puede observar como a mayor resistencia del material de relleno, menor es el parámetro SI, ya que el confinamiento es menos efectivo cuando se aumenta la resistencia del hormigón.

8.1.3. CONCRETE CONTRIBUTION RATIO (CCR)

El *Concrete Contribution Ratio* (CCR) se define como la relación entre la capacidad de carga máxima de la columna (axil último experimental) y la capacidad de la columna vacía. Es decir, un pilar relleno es CCR veces más resistente que ese mismo tubo vacío.

$$CCR = \frac{N_{exp}}{N_{hollow}} = \frac{N_{exp}}{A_{s,eff}f_y} \quad (27)$$

donde

- N_{exp} es la carga final experimental.
- N_{hollow} es la carga que resiste el tubo hueco.
- $A_{s,eff}$ es el área de sección transversal efectiva del tubo de acero según el modelo Eurocódigo 3 [33], que considera el pandeo local del tubo hueco de acero.
- f_y es el límite elástico del tubo de acero.

Se aplica la expresión 27 a todas las columnas testadas, los resultados que se obtienen se muestran en las Figuras 36 y 37.

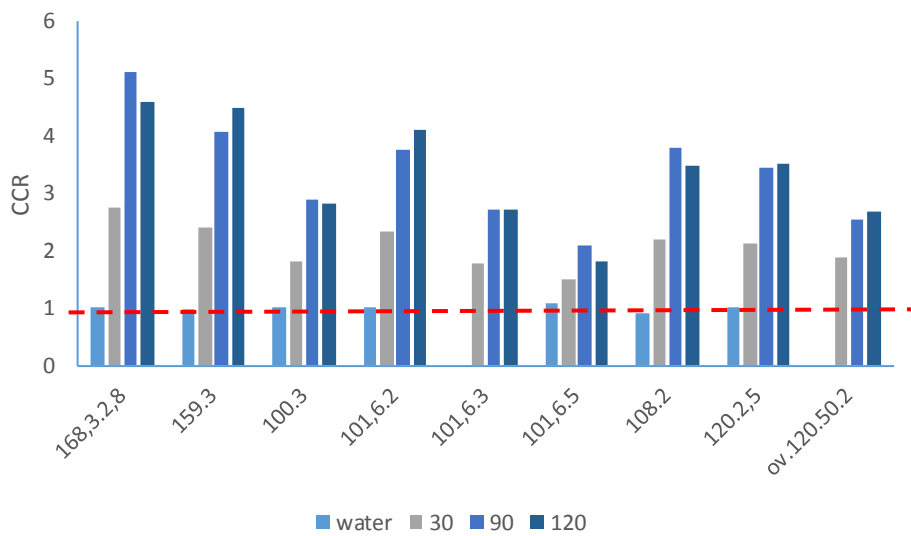


Figura 36.CCR en circulares y ovalado.

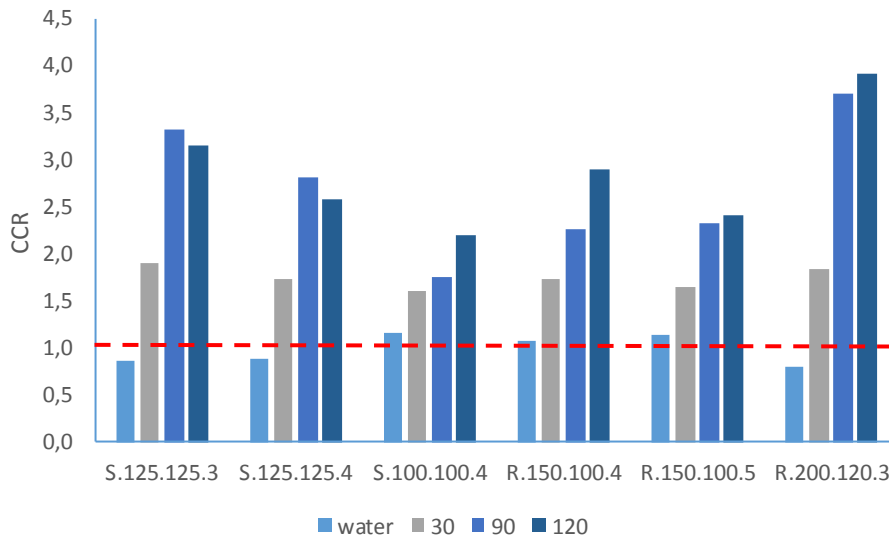


Figura 37.CCR en rectangulares y cuadrados.

Se puede observar como al rellenar los pilares de hormigón se incrementa considerablemente la resistencia de los especímenes. Además, a medida que la calidad del hormigón aumenta, también lo hace la resistencia de los mismos.

La tendencia, a grandes rasgos, como se ha comentado, es que a mayor resistencia de hormigón, mayor será el valor de CCR.

Por otra parte, también se puede observar que es más efectivo rellenar tubos circulares que rectangulares, cuadrados u ovalados. Esto puede ser debido a que la contribución del hormigón es mayor en este tipo de geometrías y, por tanto, son pilares más efectivos.

Hay que destacar que, aunque el parámetro es utilizado para ver la contribución del hormigón en los pilares, se han incluido también los especímenes rellenos de agua, donde, como se observa en las Figuras 36 y 37, el agua no genera el mismo efecto que el hormigón como material de relleno.

8.1.4. DUCTILITY INDEX (DI)

El *Ductility Index* (DI) se calcula como la relación inversa entre el desplazamiento axial de la columna CFST correspondiente a la carga máxima (N_{exp}) y el desplazamiento axial de la columna correspondiente al punto en el que la fuerza alcanza el 85% de la carga máxima alcanzada por la columna.

La fórmula para calcular el DI es la siguiente:

$$DI = \frac{\delta_{85\%}}{\delta} \quad (28)$$

Donde;

- $\delta_{85\%}$ es el desplazamiento axial de la columna cuando la carga ha caído al 85% de la carga máxima.
- δ es el desplazamiento axial de la columna cuando alcanza la carga máxima.

Para todas las columnas ensayadas, los resultados obtenidos para el parámetro DI se muestran en las Figuras 38 y 39.

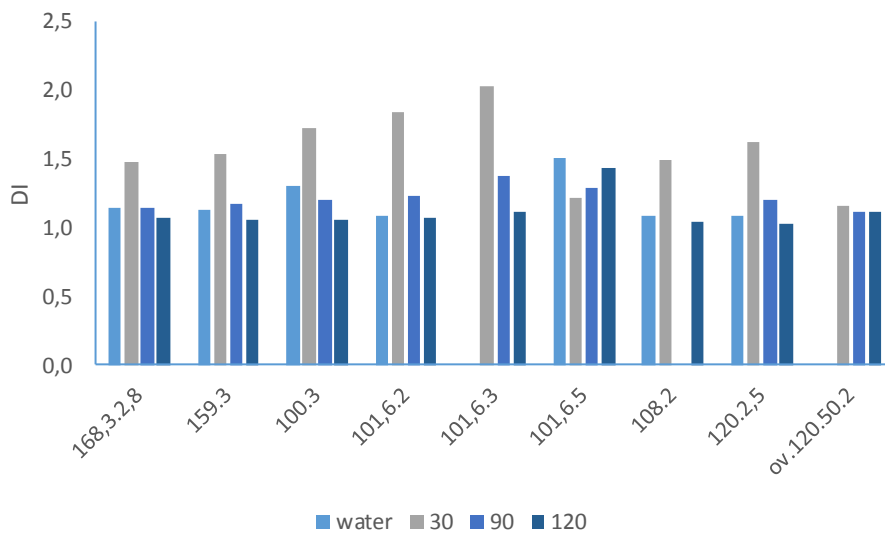


Figura 38. DI en circulares y ovalado.

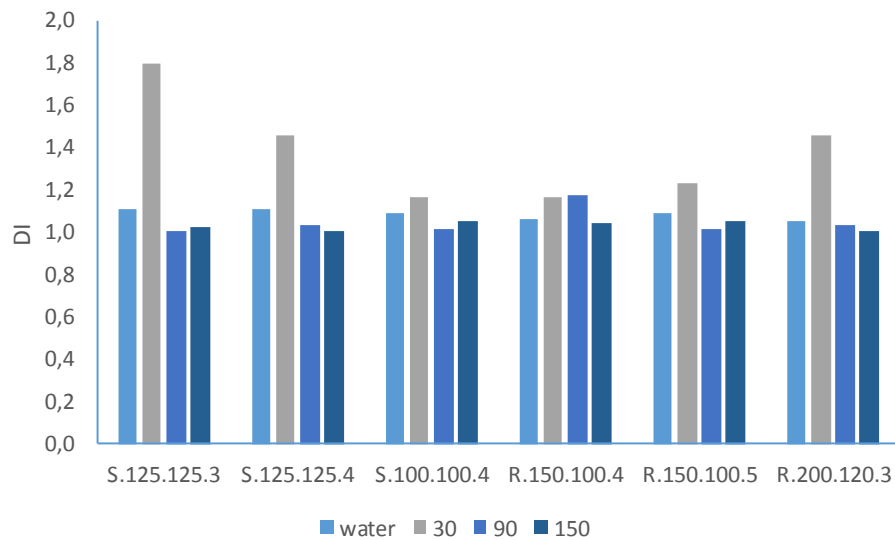


Figura 39. DI en rectangulares y cuadrados.

Debido a la larga duración de las pruebas con hormigón de 30 MPa, los experimentos se detuvieron antes de que la carga descendiera hasta el 85%. Por lo tanto, el DI en estos casos se ha calculado obteniendo la ecuación de la recta, para así obtener el valor de desplazamiento cuando alcanzaría el 85 % de su carga máxima.

Los resultados son los esperados, las columnas con hormigón de 30 MPa mostraron valores de DI más altos que aquellas columnas rellenas con hormigón de 90 MPa y 120 MPa.

Esto entra en concordancia con la transición abrupta desde el punto de rotura hasta el 85 % de su carga máxima. Esta transición abrupta se produce cuando el hormigón almacena mucha energía, y cuanto mayor resistencia a compresión tiene el hormigón o el material de relleno mayor será la descarga de energía producida en el momento de carga máxima de la columna.

8.1.5. INFLUENCIA DEL ESPESOR DEL TUBO DE ACERO

Como se ha comentado en el apartado 6.1.3.1., en el proyecto se han estudiado especímenes con mismas geometrías pero diferentes espesores. De esta forma, se puede aislar la aportación del acero a la acción compuesta de los pilares CFST.

Las geometrías comparadas en el proyecto se pueden ver en la Tabla 18.

Tabla 18. Especímenes con diferentes espesores.

Circulares		Rectangulares		Cuadrados	
Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Largo·Ancho (mm·mm)	Espesor (mm)	Lado (mm)	Espesor (mm)
101,6	2	150·100	4	125	3
	3		5		4
	5				

Para cada una de las geometrías propuestas, se han comparado todos los resultados anteriormente comentados, en las figuras siguientes se observan las comparaciones. (Figuras 40,41 y 42).

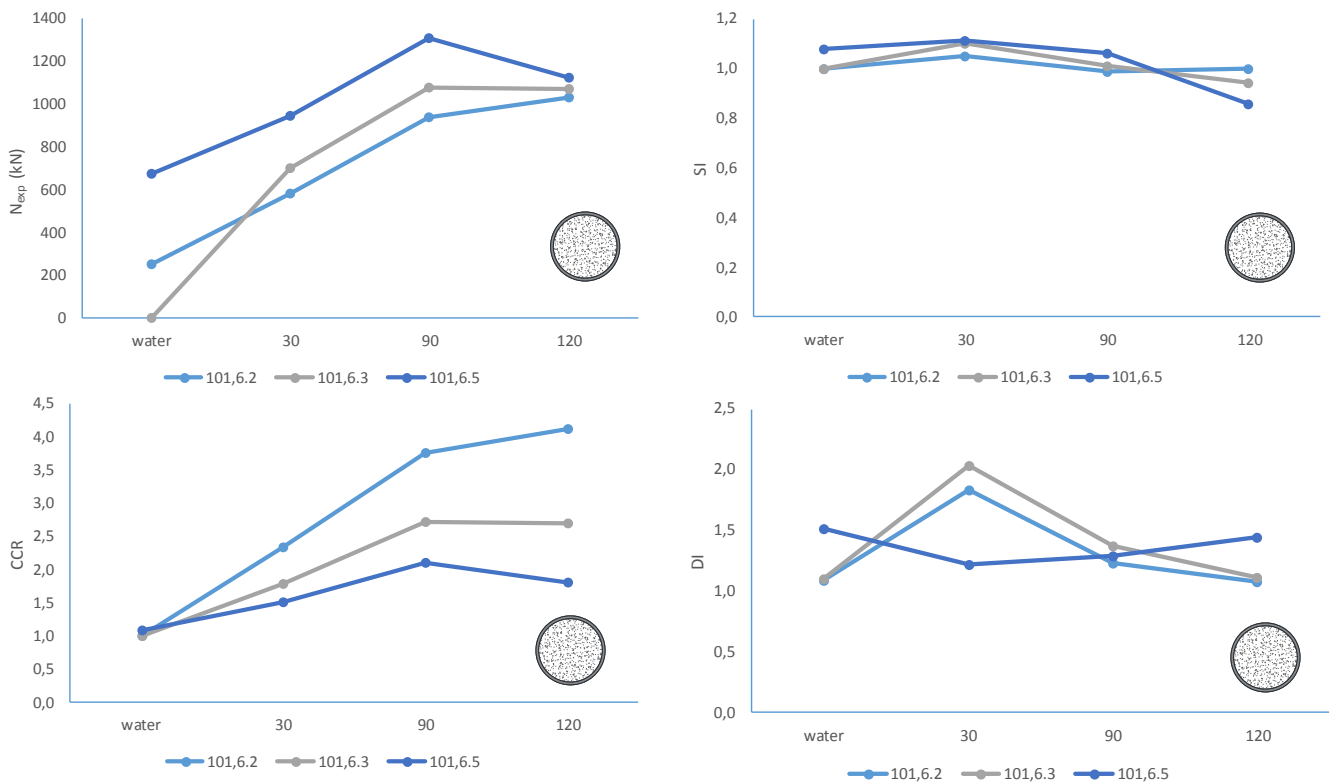


Figura 40. Secciones circulares.

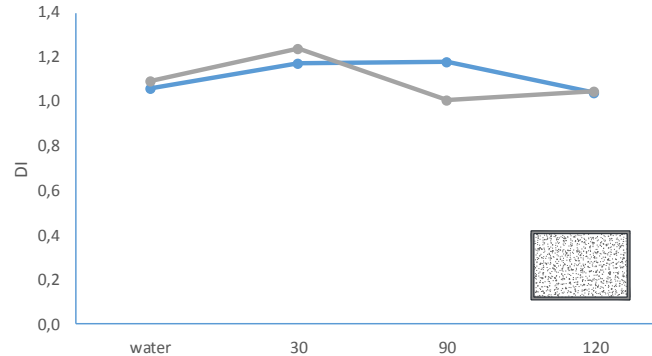
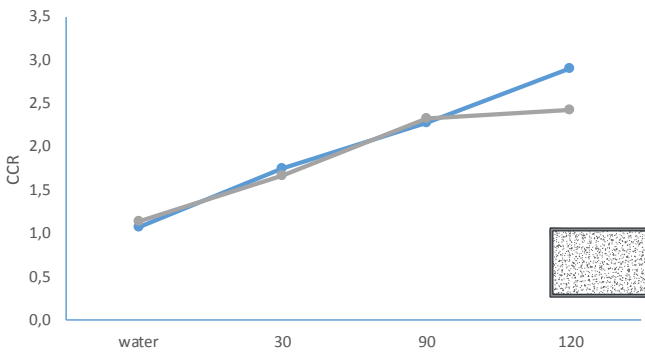
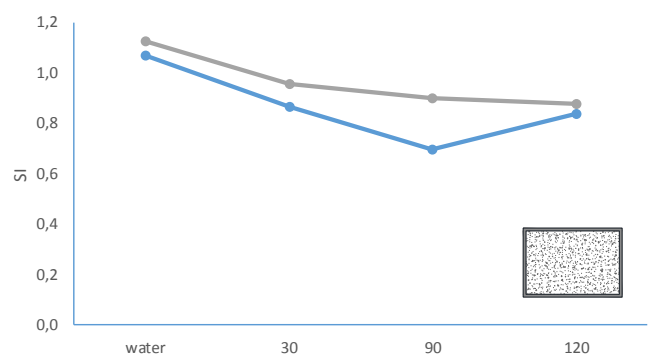
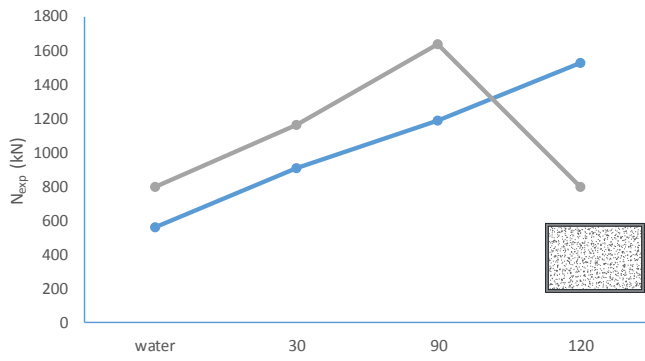


Figura 41. Secciones rectangulares.

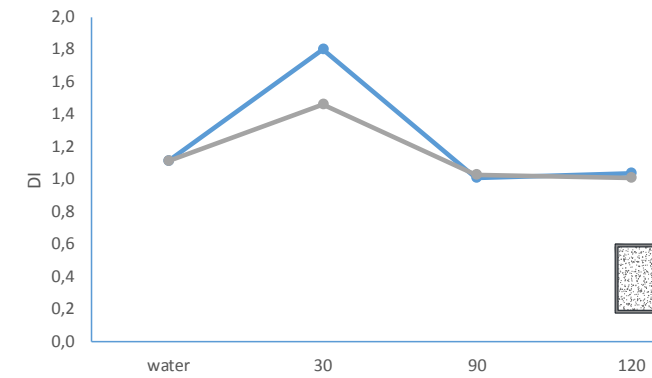
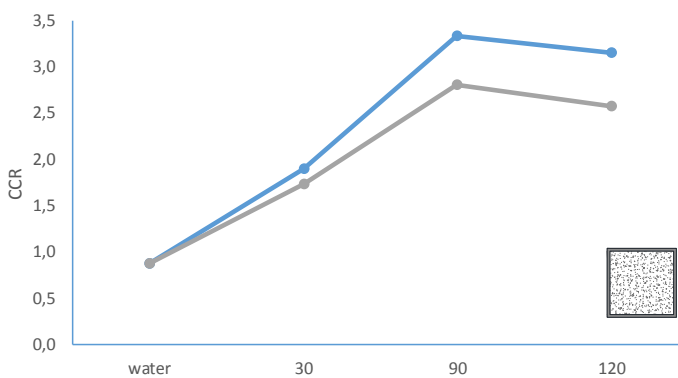
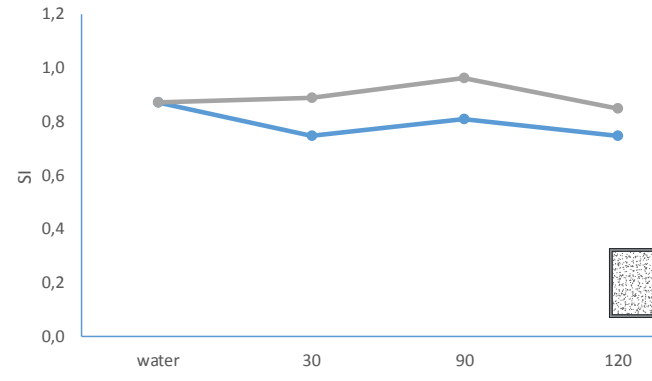
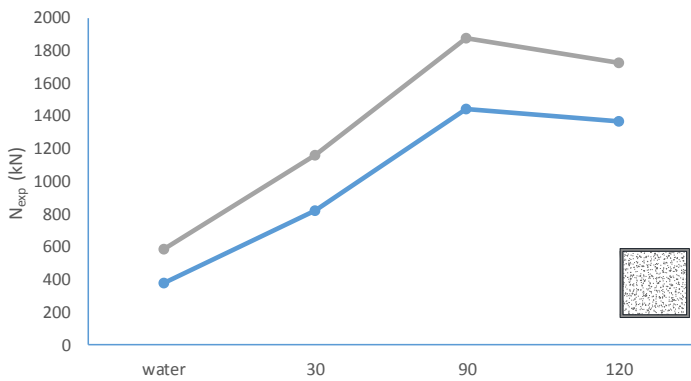


Figura 42. Secciones cuadradas.

Como se puede observar en las Figuras 40, 41 y 42 generalmente a mayor espesor del tubo de acero la resistencia a compresión del pilar se incrementa notablemente.

En relación al parámetro SI, se detecta que, a medida que aumenta el espesor del tubo de acero, mejora la sinergia entre los materiales. Esto se produce gracias al confinamiento más efectivo de los tubos de acero.

Como era de esperar, en cuanto a CCR se refiere, a mayor espesor menor es el valor del parámetro, ya que éste mide cuantas veces aumenta la resistencia del pilar al ser rellenado por hormigón.

Por último, se puede observar que, generalmente, a menor espesor de acero mayor es la ductilidad una vez colapsa el pilar, ya que el conjunto almacena menos energía.

8.1.6. ESPECÍMENES CON ÁREA EQUIVALENTE

En el proyecto también se han estudiado los especímenes según el área de acero que poseen. Atendiendo a esta característica estos se han agrupado en 3 series diferentes, cada una de ellas agrupa a los especímenes con un área equivalente, que se pueden ver en la Tabla 19.

Tabla 19. Especímenes con área equivalente.

Serie	Forma	Sección	Área (mm^2)
Serie 1	Cuadrada	125·125·4	1936
	Rectangular	150·100·4	1936
Serie 2	Circular	168,3·2,8	1456
	Circular	159·3	1470
	Cuadrada	125·125·3	1464
Serie 3	Circular	120·2,5	922.82
	Circular	100·3	914.18
	Circular	101,6·3	929.26

Se puede observar en la Figura 43, como, en la Serie 1 la geometría que más carga a compresión resiste es la geometría cuadrada.

Por su parte, como era de esperar, en la Serie 2, la geometría que más capacidad muestra es la circular con el mayor diámetro, ya que puede ser rellenada por más cantidad de hormigón. Esta tendencia se repite en la Serie 3.

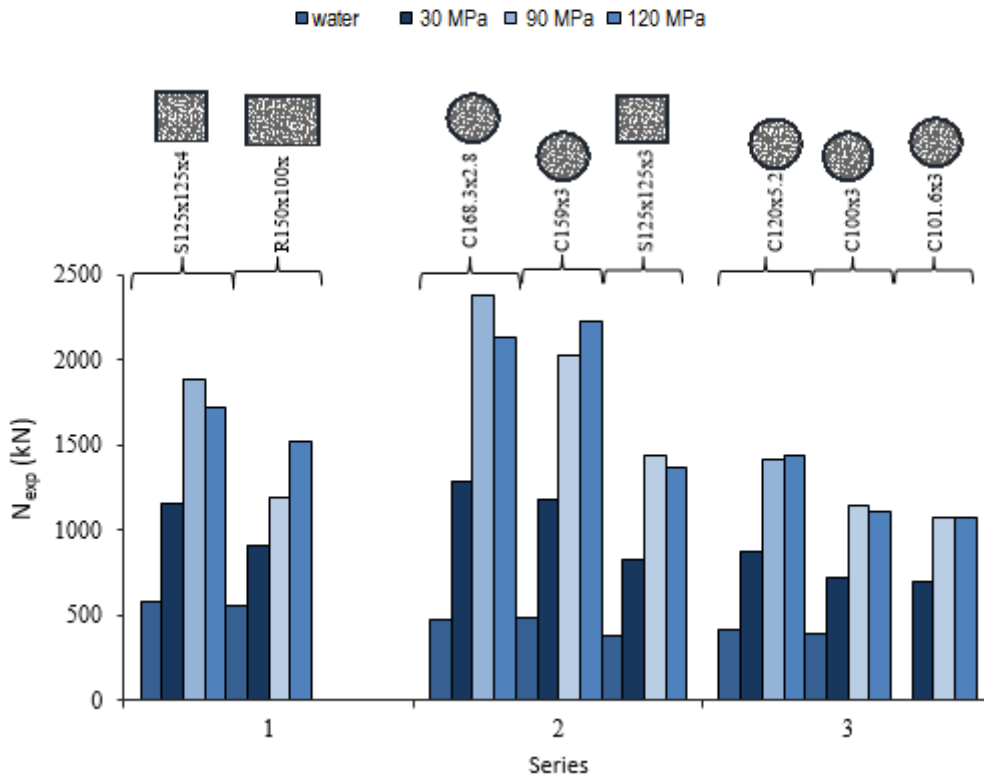


Figura 43. Cargas máximas.

En la Figura 44 se puede observar el parámetro SI para las diferentes series analizadas. En la Serie 1 se puede ver como en la geometría rectangular la sinergia entre materiales es mayor si están rellenos de agua y hormigón de 30 MPa. En cambio, si están rellenos de hormigón de mayor resistencia los materiales actúan mejor conjuntamente con una geometría cuadrada.

Por su parte, en la Serie 2 la geometría que mejor confinamiento tiene es la circular con mayor diámetro. Nótese el caso de la Serie 3, donde tiene mejor confinamiento la geometría que menor diámetro tiene. Esto indica la gran dependencia del confinamiento del diámetro para las columnas circulares.

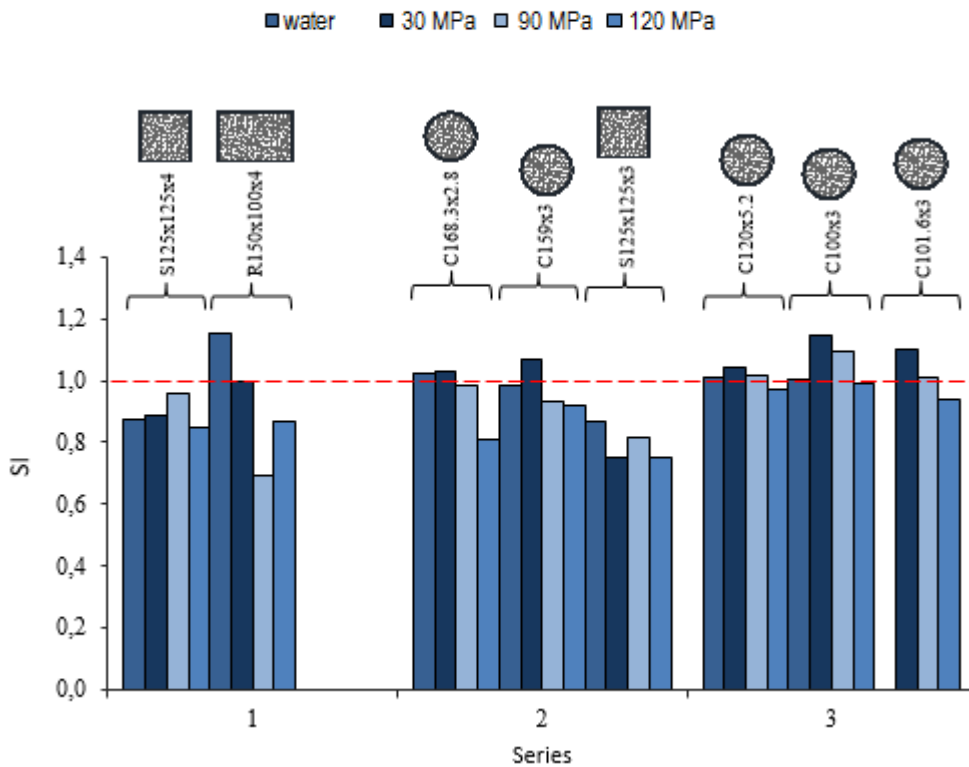


Figura 44. Strength Index.

Como era de esperar, en la Figura 45 se puede observar que las geometrías que mayor cantidad de hormigón pueden albergar son las que más CCR tienen y que mayores resistencias del hormigón producen, en general, mejores contribuciones.

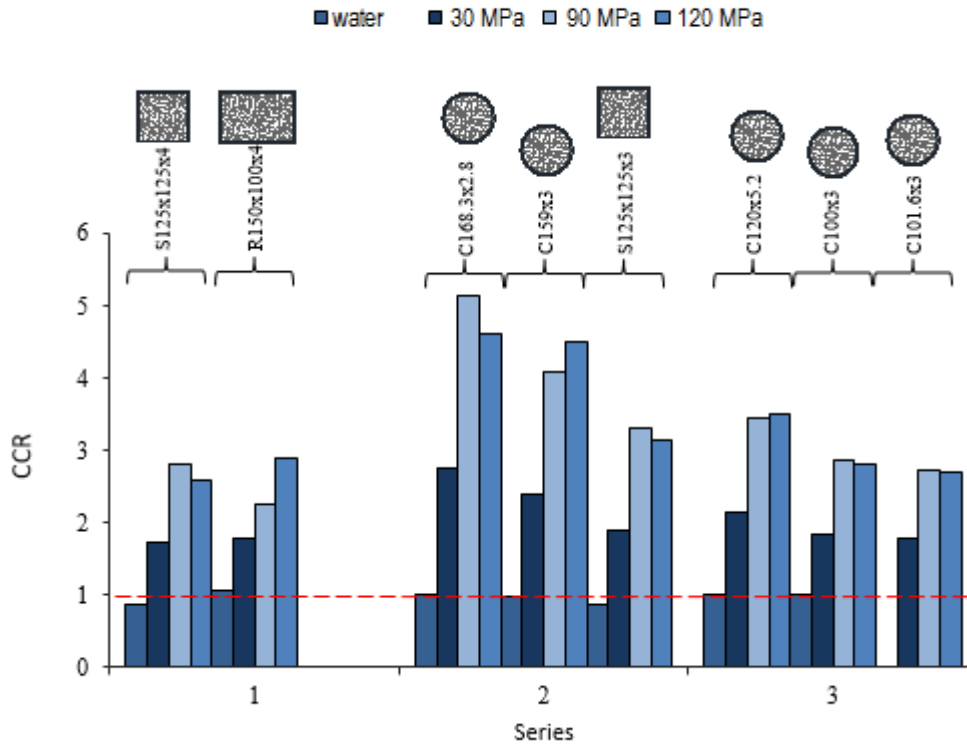


Figura 45. Concrete Contribution Ratio.

En la Figura 46 se muestra el valor de DI para los especímenes de cada una de las series.

Como se ha podido ver en el apartado 7.4 los especímenes que mejor DI tienen son los que están rellenos de hormigón de 30 MPa, debido a que almacenan menos energía en su interior hasta el momento del colapso del pilar. Los resultados mostrados en la Figura 46 corroboran estas afirmaciones.

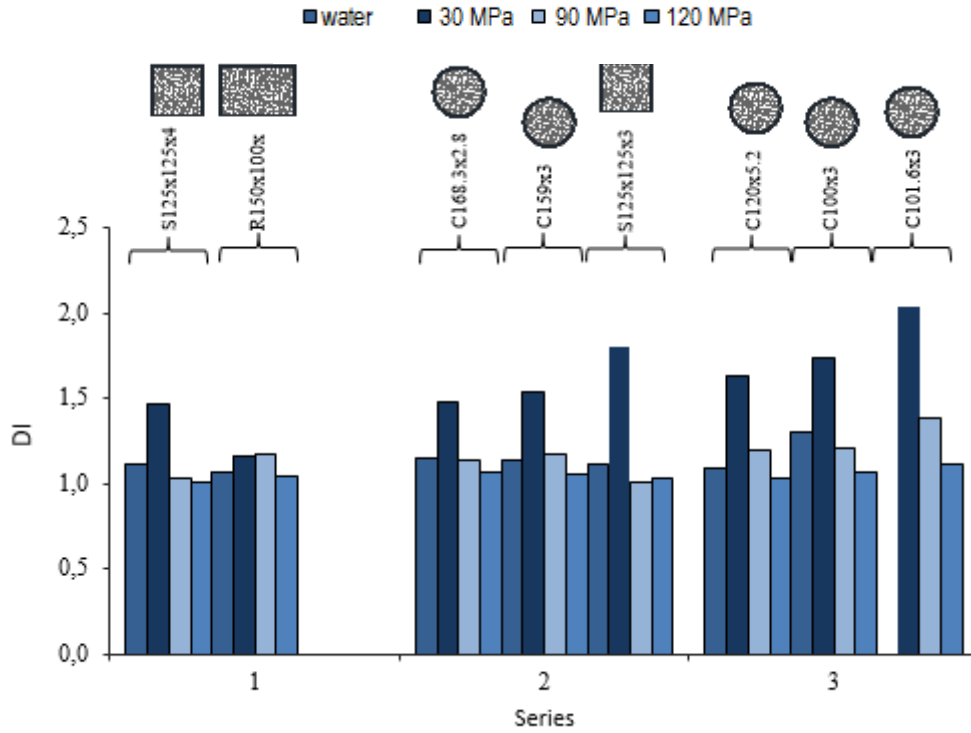


Figura 46. Ductility Index.

Nótese que la diferencia entre las geometrías no es apreciable cuando se trata de hormigones de mayor resistencia. Por tanto, las geometrías óptimas se seleccionarán en base a los resultados obtenidos con el hormigón de 30 MPa. De este modo, en la Serie 1 y la Serie 2 la geometría óptima sería la cuadrada y de la Serie 3 la mejor geometría sería la de diámetro 101 mm.

8.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON PREDICCIONES DEL EUROCÓDIGO 4.

Como se ha comentado en el apartado 5 la normativa europea que regula las estructuras mixtas es el Eurocódigo 4 [3]. En el siguiente apartado se va a comparar los resultados obtenidos utilizando el método propuesto en la norma, con los resultados obtenidos en los ensayos aunque muchos de los especímenes no estén contemplados en ella.

Para comparar los resultados con las predicciones hechas por la norma europea se ha utilizado la siguiente expresión:

$$\frac{N_{exp}}{N_{EC4}} \quad (29)$$

donde;

- N_{exp} es la carga máxima experimental que resiste el espécimen.
- N_{EC4} es la carga máxima calculada con el Eurocódigo 4

Dependiendo de los resultados obtenidos utilizando la expresión 29, se pueden encontrar los siguientes escenarios:

- Si $\frac{N_{exp}}{N_{EC4}} < 1$ la norma no estaría de parte de la seguridad, ya que predeciría mayor resistencia de la que realmente resistiría experimentalmente.
- Si $\frac{N_{exp}}{N_{EC4}} \geq 1$ la norma sí estaría de parte de la seguridad.

Se puede observar en la Figura 47 como la mayoría de los pilares no cumplen con la normativa europea, algo que hace ver que el EC4 necesita expandir su campo de aplicación, y que para este tipo de especímenes la norma no es segura, ya que casi todos los puntos están por debajo de la unidad.

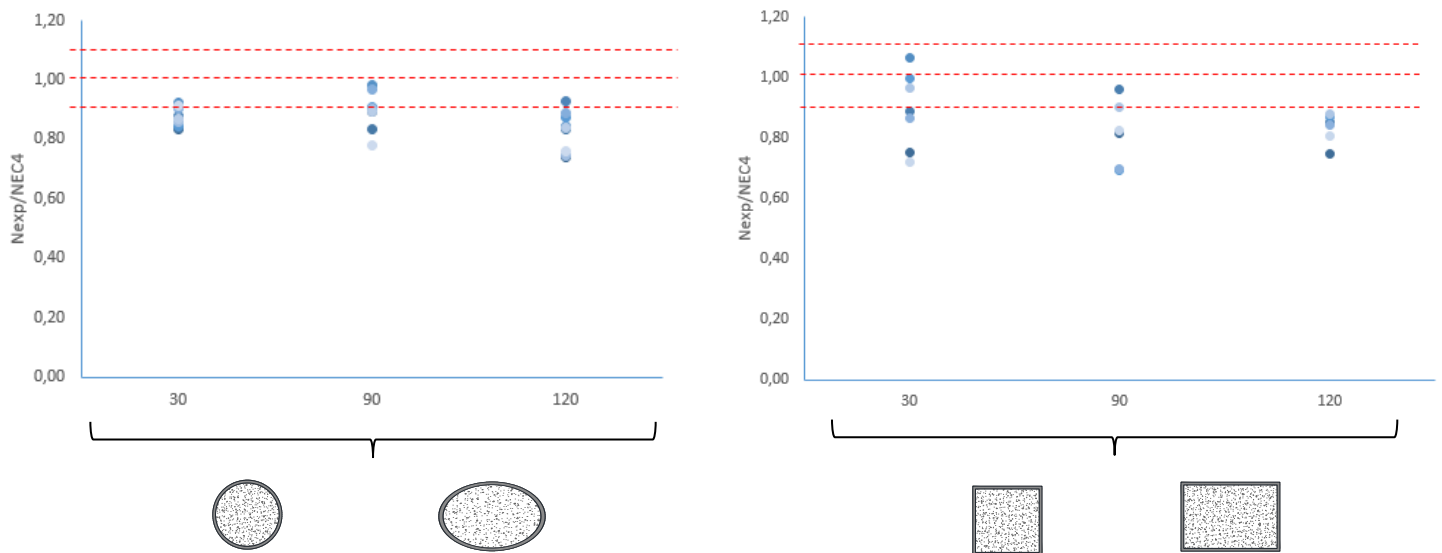


Figura 47. Comparación EC4.

Para la mayoría de especímenes la norma predice resistencias mayores que las que se han obtenido experimentalmente, por lo que la norma no queda del lado de la seguridad.

Además, como se aprecia en la Figura 47, la norma es mucho más sensible cuando se cambian las dimensiones y el espesor del tubo. Se observa claramente que para una resistencia de 30 MPa, los especímenes circulares tienen medidas mucho más compactas, por el contrario, las mismas para especímenes cuadrados están más dispersas.

9. PLANIFICACIÓN

No aplica.

10. ORDEN DE PRIORIDAD ENTRE LOS DOCUMENTOS

El orden de prioridad de los documentos de este proyecto es el siguiente:

- Memoria
- Presupuesto
- Planos

Para realizar el proyecto se ha seguido la normativa UNE 157001-2014 para la redacción de proyectos técnicos. No obstante, este proyecto ha estado orientado a la investigación por lo que no se aplican apartados como el pliego de condiciones.

PRESUPUESTO

En este apartado de la memoria se presenta una estimación del coste del trabajo llevado a cabo. Para la obtención del presupuesto se han consultado las bases de datos Cype [39] y Preoc [40].

Material	Cantidad	Precio unitario	Precio total
<u>Arena</u>			
Arena (0-5 mm) contenedor.	0,2353 m ³	20 €/m ³	4,706 €
<u>Grava</u>			
Gravilla 4-12 mm.	0,176 m ³	27,50 €/m ³	4,84 €
<u>Fluidificante</u>			
El fluidificante utilizado en el proyecto, se encuentra en la base de datos utilizada bajo el nombre de plastificante.	9,16 Kg	1,20 €/Kg	10,9 €
<u>Humo de sílice</u>			
El humo de sílice se encuentra en la base de datos como superplastificante	53,32 Kg	1,82 €/Kg	97,04 €
<u>Acero</u>			
El acero utilizado en el proyecto, es acero laminado en caliente para aplicaciones estructurales.	196,48 Kg	1,04 €/Kg	204,33
<u>Mascarillas</u>			
Mascarilla autofiltrante contra partículas, FFP1, con válvula de exhalación, EPI de categoría III, según UNE-EN 149, cumpliendo todos los requisitos de seguridad según el R.D. 1407/1992.	8	0,62 €/unidad	4,96 €
<u>Calzado de seguridad</u>			
Par de botas bajas de seguridad, con puntera resistente a un impacto de hasta 200 J y a una compresión de hasta 15 kN, con resistencia al deslizamiento, EPI de categoría II, según UNE-EN ISO 20344 y UNE-EN ISO 20345, cumpliendo todos los requisitos de seguridad según el R.D. 1407/1992.	4	20,89 €/unidad	83,56 €
<u>Orejas</u>			
Juego de orejas, estándar, con atenuación acústica de 15 dB, EPI de	4	1,01 €/unidad	4,04 €

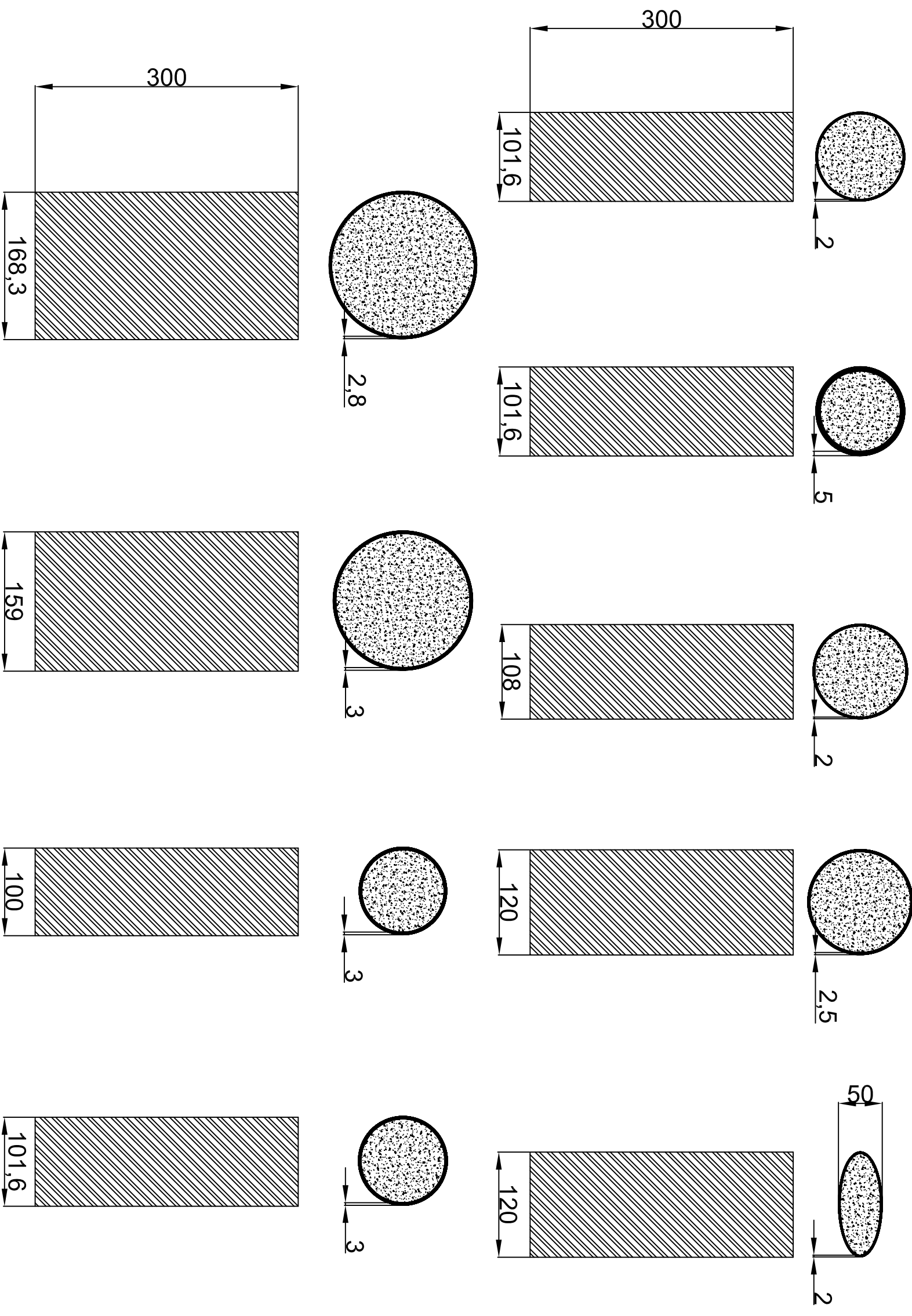
categoría II, según UNE-EN 352-1 y UNE-EN 458, cumpliendo todos los requisitos de seguridad según el R.D. 1407/1992.

<u>Guantes</u>			
Par de guantes contra riesgos mecánicos, de algodón con refuerzo de serraje vacuno en la palma, resistente a la abrasión, al corte por cuchilla, al rasgado y a la perforación.	8	3,41 €/unidad	27,28 €
<u>Técnicos de laboratorio</u>			
Técnico encargado de trabajo de soldadura, calibración de equipos, mantenimiento de equipos.	300	13,42 €/h	4026 €
<u>Director del proyecto</u>			
Profesional encargado de la creación, planificación, y supervisión del proyecto.	150	18,40 €/h	2760 #
<u>Estudiante en prácticas</u>			
Persona ayudante en prácticas.	150	-	-
<u>TOTAL</u>			7227,65€

PLANOS

INDICE DE PLANOS

PLANO 01. CIRCULARES Y OVALADO.....	93
PLANO 02. RECTANGULARES Y CUADRADOS	94
PLANO 03. PÓRTICO HORIZONTAL.....	95

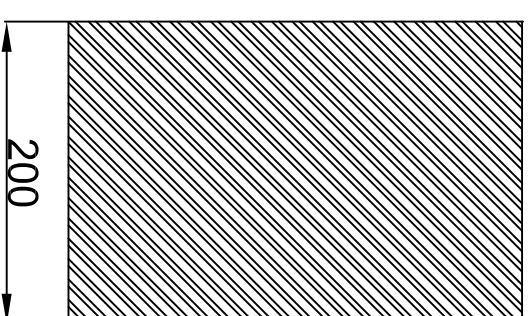
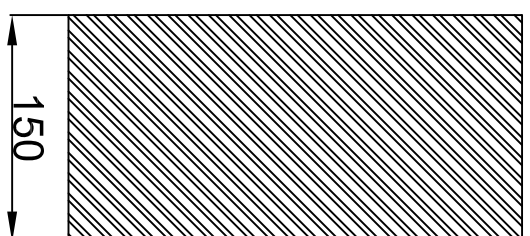
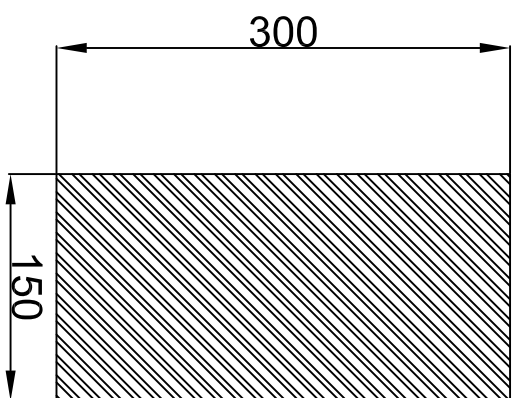
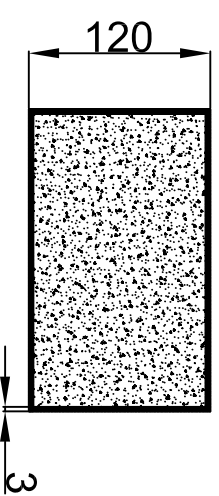
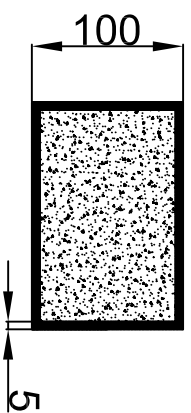
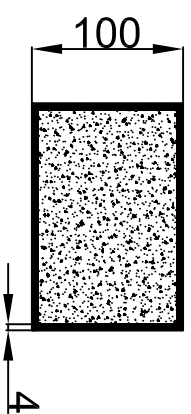
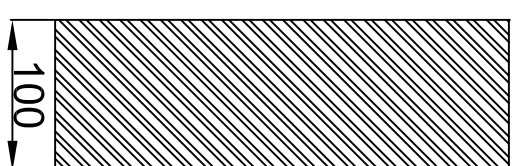
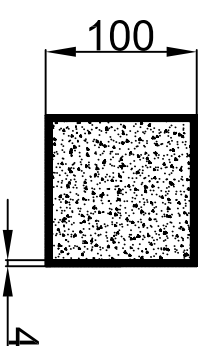
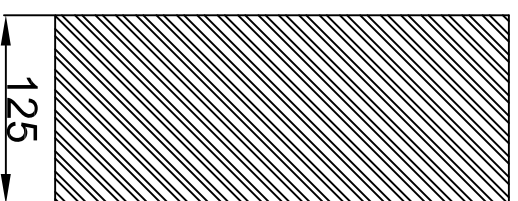
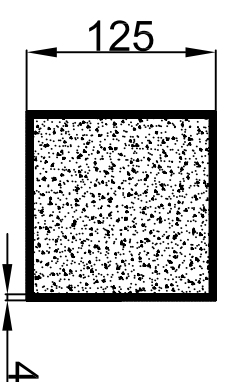
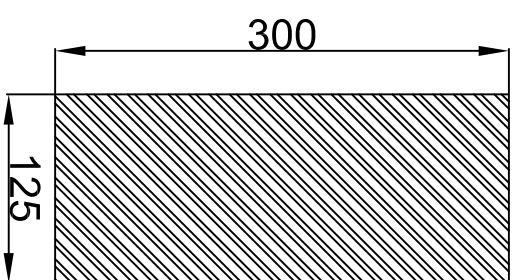
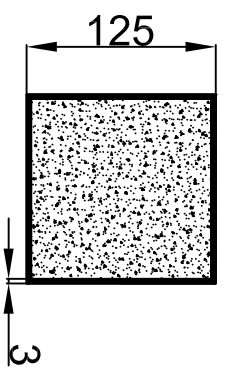


C 168.3.2.8	C 159,3
C 101.6.2	C 108,2
C 120.2.5	C 100,3
C 101.6.5	C 101.6.3
ov 120.50.2	

TÍTULO	
ANÁLISIS NUMÉRICO EXPERIMENTAL DE DIFERENTES SOLUCIONES A BASE DE PILARES MIXTOS DE DOBLE PIEL	
AUTOR	
DIEGO FORCANO LLÁCER	
ESCALA	PLANO
1:5	CIRCULARES Y OVALADO
FECHA	
JULIO 2018	

PLANO Nº	01
Unidades mm	

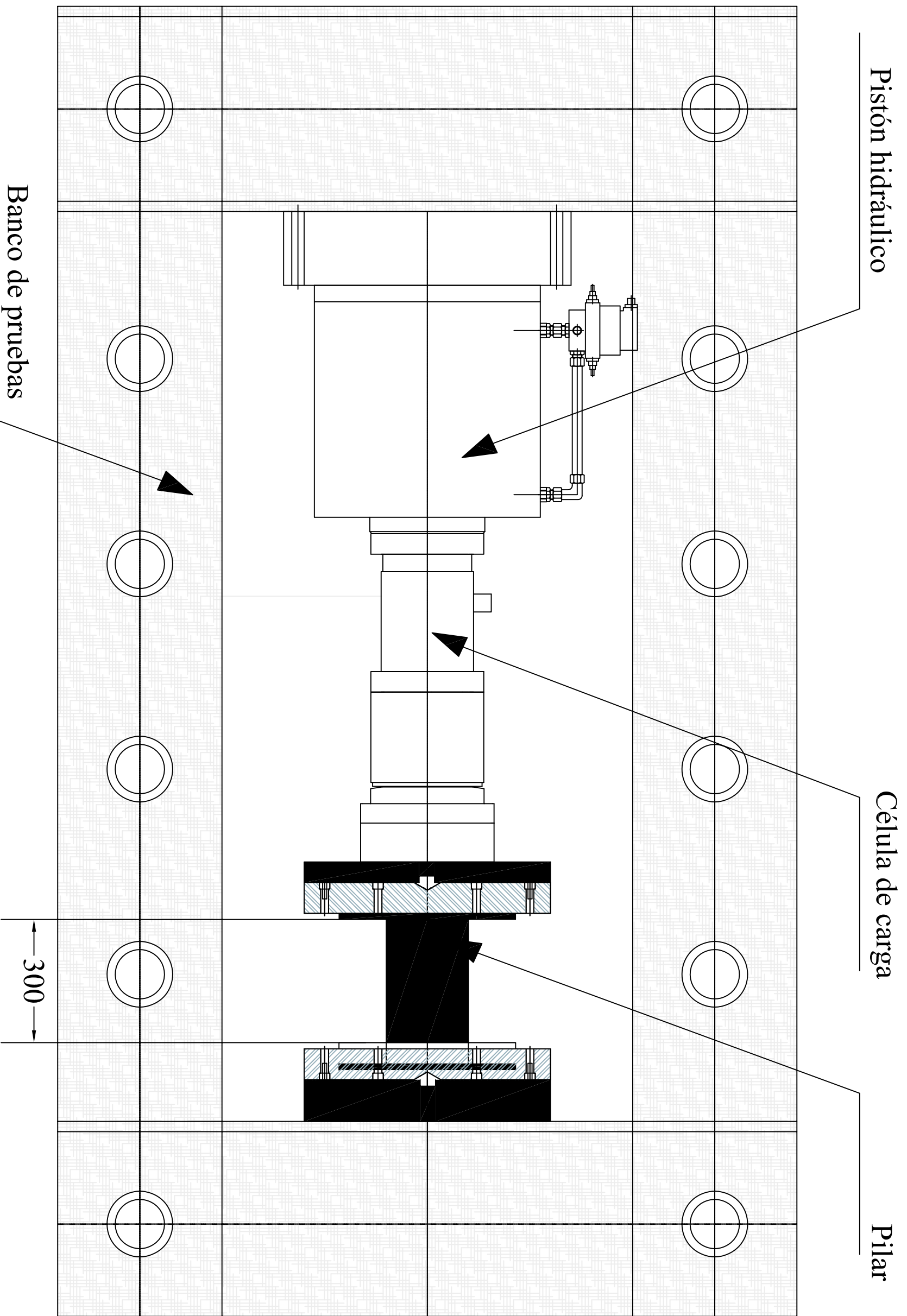




S125.125.3	S.125.125.4
S100.100.4	R150.100.4
R150.100.5	R200.120.3

TÍTULO	
ANÁLISIS NUMÉRICO EXPERIMENTAL DE DIFERENTES SOLUCIONES A BASE DE PILARES MIXTOS DE DOBLE PIEL	
AUTOR	DIEGO FORCANO LLÁCER
ESCALA	1:5
FECHA	JULIO 2018
PLANO	
RECTANGULARES Y CUADRADOS	

PLANO Nº	02
	
Unidades mm	



Pistón hidráulico

Célula de carga

Pilar

Banco de pruebas

300

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

AUTOR DIEGO FORCANO LLÁCER

ESCALA
1:10

FECHA
JULIO 2018

PLANO
PÓRTICO HORIZONTAL

PLANO Nº

03



Unidades mm