

**UNIVERSITAT
JAUME·I**

**ESCUELA SUPERIOR DE TECNOLOGÍA Y CIENCIAS
EXPERIMENTALES GRADO EN INGENIERÍA EN
TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES**

Análisis experimental de diferentes soluciones estructurales a base de pilares mixtos de tipo Acero-Hormigón

PROYECTO FINAL DE GRADO

Autor:

Luis Blasco Cardet

Dirigido por:

Ana Piquer Vicent

David Hernández Figueirido

Castellón, Noviembre 2018

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE IMÁGENES.....	7
ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	13
NOTACIÓN	17
RESUMEN	21
Capítulo 1. Introducción	23
1.1. INTRODUCCIÓN	25
1.2. OBJETIVO DEL TRABAJO FINAL DE GRADO	25
1.3. ESTRUCTURA DEL TRABAJO FINAL DE GRADO	26
Capítulo 2. Estructuras mixtas	29
2.1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS MIXTAS	31
2.2. TIPOS DE PILARES MIXTOS	31
2.2.1. <i>Pilar a base de secciones abiertas parcial o completamente embebidas de hormigón</i>	32
2.2.2. <i>Pilar a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón</i>	32
2.2.3. <i>Pilar mixto de doble capa</i>	33
2.3. VENTAJAS DEL PILAR MIXTO DE DOBLE CAPA	34
2.4. TIPOS DE PILARES MIXTOS DE DOBLE PIEL.....	35
2.5. MATERIALES.....	35
2.5.1. <i>Acero</i>	36
2.5.2. <i>Hormigón</i>	36
2.5.2.1. <i>Hormigón de alta resistencia</i>	37
2.5.2.2. <i>Hormigón auto-compactable</i>	39
2.6. INTERACCIÓN HORMIGÓN-ACERO.....	39
2.6.1. <i>Confinamiento pasivo</i>	40
2.7. COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE LOS PILARES MIXTOS	40
2.7.1. <i>Pilares CFST</i>	41
2.7.2. <i>Pilares CFDSST</i>	41
Capítulo 3. Estado del arte	43
3.1. INTRODUCCIÓN	45
3.2. ESTADO DEL ARTE.....	45
Capítulo 4. Eurocódigo 4	51

4.1.	INTRODUCCIÓN	53
4.2.	MÉTODOS DE CÁLCULO	53
4.3.	MÉTODOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADO	54
4.4.	RESISTENCIA AXIL DE LA SECCIÓN	57
4.5.	RESISTENCIA A PANDEO DE UNA PIEZA	58
4.6.	RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL SOMETIDA A AXIL Y FLEXIÓN	59
4.7.	MOMENTOS FLECTORES DE SEGUNDO ORDEN	62
4.8.	INFLUENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE	63
4.9.	RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A AXIL Y FLECTOR EN UN PLANO	64
4.10.	RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A AXIL Y FLECTOR EN DOS PLANOS..	65
Capítulo 5. Programa experimental.....		67
5.1.	INTRODUCCIÓN	69
5.2.	PARÁMETROS DEL EXPERIMENTO	69
5.2.1.	<i>Longitud del pilar</i>	<i>69</i>
5.2.2.	<i>Materiales empleados.</i>	<i>70</i>
5.2.3.	<i>Geometría del pilar</i>	<i>70</i>
5.2.4.	<i>Excentricidad de la carga aplicada</i>	<i>71</i>
5.3.	PREPARACIÓN DE LOS PILARES	71
5.3.1.	<i>Hormigón</i>	<i>71</i>
5.3.2.	<i>Acero.....</i>	<i>73</i>
5.3.3.	<i>Rellenado de los pilares</i>	<i>75</i>
5.4.	BANCO DE ENSAYOS	76
5.4.1.	<i>Pórtico vertical</i>	<i>76</i>
5.4.1.1.	<i>Software pórtico vertical</i>	<i>77</i>
5.4.2.	<i>Pórtico horizontal.....</i>	<i>78</i>
5.4.2.1.	<i>Excentricidad.....</i>	<i>79</i>
5.4.2.2.	<i>Software pórtico horizontal</i>	<i>80</i>
5.5.	PROCESO DURANTE EL ENSAYO DE LOS PILARES	81
5.6.	IDENTIFICACIÓN DE LOS PILARES ENSAYADOS	82
5.6.1.	<i>Secciones cuadradas y rectangulares</i>	<i>82</i>
5.6.2.	<i>Secciones circulares.....</i>	<i>83</i>
5.6.3.	<i>Secciones ovaladas.....</i>	<i>84</i>
5.6.4.	<i>Pilares CFDSST</i>	<i>85</i>
5.7.	RESUMEN DE LOS PILARES ENSAYADOS	86
5.7.1.	<i>Bloque 1 de pilares ensayados</i>	<i>87</i>
5.7.2.	<i>Bloque 2 de pilares ensayados</i>	<i>88</i>

5.7.3. Bloque 3 de pilares ensayados	90
Capítulo 6. Estudio analítico	95
6.1. INTRODUCCIÓN	97
6.2. DATOS EXPERIMENTALES.....	97
6.2.1. Bloque 1 de pilares ensayados	97
6.2.2. Bloque 2 de pilares ensayados	100
6.2.2.1. Pilares de 30 MPa.....	100
6.2.2.2. Pilares de 90 MPa.....	103
6.2.2.3. Excentricidades.....	106
6.2.3. Bloque 3 de pilares ensayados.....	109
6.2.3.1. Pilares de 30 MPa.....	110
6.2.3.2. Pilares de 90 MPa.....	117
6.2.3.3. Excentricidades.....	123
6.3. GEOMETRÍA ÓPTIMA	127
Capítulo 7. Comparación con el Eurocódigo 4.....	131
7.1. INTRODUCCIÓN	133
7.2. ECUACIONES TEÓRICAS DEL EUROCÓDIGO 4.....	134
7.2.1. Pilares CFDSST	137
7.3. PILARES ENSAYADOS	139
7.3.1. Bloque 1 de pilares ensayados	139
7.3.1.1. Esbeltez relativa.....	142
7.3.1.2. Contribución del acero.....	143
7.3.2. Bloque 2 de pilares ensayados	144
7.3.2.1. Curva teórica EC4.....	144
7.3.2.2. Ratio de seguridad N_{exp}/N_{pl} , Rd.....	146
7.3.2.3. Esbeltez relativa.....	148
7.3.2.4. Contribución del acero.....	149
7.3.3. Bloque 3 de pilares ensayados	150
7.3.3.1. Curva teórica EC4.....	150
7.3.3.2. Ratio de seguridad N_{exp}/N_{pl} , Rd.....	155
7.3.3.3. Esbeltez relativa.....	160
7.3.3.4. Contribución del acero.....	162
7.4. PILAR ÓPTIMO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4	164
7.4.1. Bloque 1 de pilares ensayados	164
7.4.2. Bloque 2 de pilares ensayados	166
7.4.3. Bloque 3 de pilares ensayados	167

7.4.4. Selección del pilar óptimo a partir de los pilares aptos según el EC4 ..	169
Capítulo 8. Estudio económico	171
8.1. INTRODUCCIÓN	173
8.2. COSTE DE LOS PILARES	173
8.3. RATIO NEXP/COSTE.....	176
8.3.1. Bloque 1 de pilares ensayados	176
8.3.2. Bloque 2 de pilares ensayados	177
8.3.3. Bloque 3 de pilares ensayados	179
Capítulo 9. Conclusión	185
9.1. INTRODUCCIÓN	187
9.2. CONCLUSIÓN	187
9.3. CUESTIONES PENDIENTES DE RESOLVER	191
Bibliografía	193
Anexo	197
Pliego de condiciones	203
PLIEGO DE CONDICIONES GENERALES	205
PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	205
<i>Especificaciones de materiales y maquinaria empleada.</i>	205
<i>Especificaciones de ensayo</i>	207
PLIEGO DE ESPECIFICACIONES DE GESTIÓN DE RESIDUOS	208

ÍNDICE DE IMÁGENES

<i>Imagen 2.1. Secciones transversales vigas y pilares mixtos.</i>	31
<i>Imagen 2.2. Diferentes perfiles mixtos embebidos de hormigón.</i>	32
<i>Imagen 2.3. Diferentes perfiles CFST.</i>	32
<i>Imagen 2.4. A la izquierda, perfil interior sin rellenar, a la derecha, perfil interior relleno de hormigón.</i>	34
<i>Imagen 2.5. Secciones más comunes de doble piel.</i>	35
<i>Imagen 2.6. Microfisuración en el hormigón.</i>	37
<i>Imagen 2.7. Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón convencional.</i>	38
<i>Imagen 2.8. Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón de alta resistencia.</i>	38
<i>Imagen 4.1. Notación pilares mixtos embebidos.</i>	54
<i>Imagen 4.2. Notación pilares mixtos confinados.</i>	54
<i>Imagen 4.3. Curva de interacción M-N en un solo plano.</i>	59
<i>Imagen 4.4. Bloque de tensiones en diferentes puntos de la curva de interacción.</i>	60
<i>Imagen 4.5. Pilar sometido a cargas excéntricas.</i>	63
<i>Imagen 4.6. Resistencia a compresión axial y flector en un solo plano.</i>	64
<i>Imagen 4.7. Resistencia de la sección sometida a compresión y flexión en dos planos.</i>	66
<i>Imagen 5.1. Materia prima empleada.</i>	72
<i>Imagen 5.2. Probetas cúbicas 100mmx100mmx100mm.</i>	73
<i>Imagen 5.3. Tubos de acero de 6 metros.</i>	74
<i>Imagen 5.4. Tubos de acero tronzados.</i>	74
<i>Imagen 5.5. Plástico empleado para evitar variaciones en la humedad.</i>	75
<i>Imagen 5.6. Pórtico vertical.</i>	76
<i>Imagen 5.7. Base del pórtico vertical.</i>	77
<i>Imagen 5.8. Sistema de control pórtico vertical.</i>	77
<i>Imagen 5.9. Pórtico horizontal.</i>	78
<i>Imagen 5.10. Mecanismo de apoyo.</i>	79
<i>Imagen 5.11. Grados de excentricidad.</i>	79
<i>Imagen 5.12. Marcado de los pilares a ensayar.</i>	80
<i>Imagen 5.13. (Captura)Sistema de control pórtico horizontal.</i>	81
<i>Imagen 5.14. Monitor de control del ensayo.</i>	82
<i>Imagen 5.15. Sección cuadrada o rectangular.</i>	83
<i>Imagen 5.16. Pilar CFST de sección circular.</i>	84
<i>Imagen 5.17. Pilar CFST de sección ovalada.</i>	85
<i>Imagen 5.18. Pilar CFDSST.</i>	86
<i>Imagen 7.1. Puntos de carga de la curva de interacción N-M.</i>	134
<i>Imagen 7.2. Distribución de tensiones elásticas en la sección.</i>	138
<i>Imagen 7.3. Distribución de tensiones plásticas en la sección.</i>	138

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 4.1. Curvas de pandeo e imperfecciones de las piezas</i>	58
<i>Tabla 5.1. Materiales y proporciones del hormigón</i>	71
<i>Tabla 5.2. Pilares Bloque 1, 30 MPa (1)</i>	87
<i>Tabla 5.3. Pilares Bloque 1, 30 MPa (2)</i>	88
<i>Tabla 5.4. Pilares Bloque 1, 90 MPa (1)</i>	88
<i>Tabla 5.5. Pilares Bloque 1, 90 MPa (2)</i>	88
<i>Tabla 5.6. Pilares Bloque 2, 30 MPa (1)</i>	89
<i>Tabla 5.7. Pilares Bloque 2, 30 MPa (2)</i>	89
<i>Tabla 5.8. Pilares Bloque 2, 90 MPa (1)</i>	89
<i>Tabla 5.9. Pilares Bloque 2, 90 MPa (2)</i>	89
<i>Tabla 5.10. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (1)</i>	90
<i>Tabla 5.11. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (1)</i>	90
<i>Tabla 5.12. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (2)</i>	90
<i>Tabla 5.13. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (2)</i>	90
<i>Tabla 5.14. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (3)</i>	91
<i>Tabla 5.15. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (3)</i>	91
<i>Tabla 5.16. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (4)</i>	91
<i>Tabla 5.17. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (4)</i>	91
<i>Tabla 5.18. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (1)</i>	91
<i>Tabla 5.19. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (1)</i>	91
<i>Tabla 5.20. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (2)</i>	92
<i>Tabla 5.21. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (2)</i>	92
<i>Tabla 5.22. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (3)</i>	92
<i>Tabla 5.23. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (3)</i>	92
<i>Tabla 5.24. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (4)</i>	92
<i>Tabla 5.25. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (4)</i>	92
<i>Tabla 5.26. Pilares Bloque 3, sección S-C, datos (1)</i>	93
<i>Tabla 5.27. Pilares Bloque 3, sección S-C, requisitos pandeo local EC4 (1)</i>	93
<i>Tabla 5.28. Pilares Bloque 3, sección S-C, datos (2)</i>	93
<i>Tabla 5.29. Pilares Bloque 3, sección S-C, requisitos pandeo local EC4 (2)</i>	93
<i>Tabla 6.1. Bloque 1, pilares 30 MPa. Tabla carga máxima</i>	97
<i>Tabla 6.2. Bloque 1, pilares 90 MPa. Tabla carga máxima</i>	98
<i>Tabla 6.3. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento</i>	101
<i>Tabla 6.4. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento</i>	102
<i>Tabla 6.5. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento</i>	103

Tabla 6.6. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento....	104
Tabla 6.7. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	110
Tabla 6.8. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	111
Tabla 6.9. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	113
Tabla 6.10. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	114
Tabla 6.11. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	115
Tabla 6.12. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	117
Tabla 6.13. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	118
Tabla 6.14. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	119
Tabla 6.15. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.....	121
Tabla 6.16. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Tabla carga máxima y momento.....	122
Tabla 7.1. Tabla de valores axiles. Bloque 1, pilares 30 MPa.	141
Tabla 7.2. Tabla de valores axiles. Bloque 1, pilares 90 MPa.	141
Tabla 7.3. Esbeltez relativa. Bloque 1, pilares 30 MPa.....	142
Tabla 7.4. Esbeltez relativa. Bloque1, pilares 90 MPa.....	143
Tabla 7.5. Contribución del acero. Bloque 1, pilares 30 MPa.....	143
Tabla 7.6. Contribución del acero. Bloque 1, pilares 90 MPa.....	144
Tabla 7.7. Esbeltez relativa. Bloque 2, pilares 30 MPa.....	148
Tabla 7.8. Esbeltez relativa. Bloque 2, pilares 90 MPa.....	149
Tabla 7.9. Contribución del acero. Bloque 2, pilares 30 MPa.....	149
Tabla 7.10. Contribución del acero. Bloque 2, 90 MPa.....	150
Tabla 7.11. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 30 MPa (1).	160
Tabla 7.12. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 30 MPa (2).	160
Tabla 7.13. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 90 MPa (1).	161
Tabla 7.14. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 90 MPa (2).	161
Tabla 7.15. Contribución del acero. Bloque 3, 30 MPa (1).	162
Tabla 7.16. Contribución del acero. Bloque 3, 30 MPa (1).	162
Tabla 7.17. Contribución del acero. Bloque 3, 90 MPa (1).	163
Tabla 7.18. Contribución del acero. Bloque 3, 90 MPa (2).	163

<i>Tabla 7.19. Comparación EC4. Bloque 1, pilares 30 MPa</i>	164
<i>Tabla 7.20. Comparación EC4. Bloque 1, pilares 90 MPa</i>	165
<i>Tabla 7.21. Comparación EC4. Bloque 2, pilares 30 Mpa</i>	166
<i>Tabla 7.22. Comparación EC4. Bloque 2, pilares 90 MPa</i>	166
<i>Tabla 7.23. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 30 MPa (1)</i>	167
<i>Tabla 7.24. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 30 MPa (2)</i>	167
<i>Tabla 7.25. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 90 MPa (1)</i>	168
<i>Tabla 7.26. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 90 MPa (2)</i>	168
<i>Tabla 7.27. Pilar óptimo según el EC4</i>	169
<i>Tabla 8.1. Coste por metro cubo, acero 275MPa</i>	173
<i>Tabla 8.2. Coste por metro cubo, acero 355MPa</i>	174
<i>Tabla 8.3. Coste por metro cubo, acero 355MPa</i>	174
<i>Tabla 8.4. Coste por metro cubo, hormigón 90 MPa</i>	174
<i>Tabla 8.5. Dosificación hormigón</i>	175
<i>Tabla 8.6. Precio dosificación hormigón</i>	175

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfica 6.1. Bloque 1, pilares 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	98
Gráfica 6.2. Bloque 1, pilares 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	99
Gráfica 6.3. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	101
Gráfica 6.4. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.....	101
Gráfica 6.5. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	102
Gráfica 6.6. Bloque 2, pilares C/120.2.5, 30 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.....	102
Gráfica 6.7. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	104
Gráfica 6.8. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.....	104
Gráfica 6.9. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	105
Gráfica 6.10. Bloque 2, pilares C/120.2.5, 90 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.....	105
Gráfica 6.11. Bloque 2, Pilares con excentricidad 0 mm.....	106
Gráfica 6.12. Bloque 2, Pilares con excentricidad 5 mm.....	106
Gráfica 6.13. Bloque 2, Pilares con excentricidad 10 mm.....	107
Gráfica 6.14. Bloque 2, Pilares con excentricidad 20 mm.....	107
Gráfica 6.15. Bloque 2, Pilares con excentricidad 25 mm.....	108
Gráfica 6.16. Bloque 2, Pilares con excentricidad 50 mm.....	108
Gráfica 6.17. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	110
Gráfica 6.18. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	111
Gráfica 6.19. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	112
Gráfica 6.20. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	112
Gráfica 6.21. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	113
Gráfica 6.22. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	113
Gráfica 6.23. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	114
Gráfica 6.24. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	115
Gráfica 6.25. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	116

Gráfica 6.26. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	116
Gráfica 6.27. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	117
Gráfica 6.28. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	117
Gráfica 6.29. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	118
Gráfica 6.30. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	119
Gráfica 6.31. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	120
Gráfica 6.32. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	120
Gráfica 6.33. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 Mpa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	121
Gráfica 6.34. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 Mpa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	121
Gráfica 6.35. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Gráfica Axil-Desplazamiento.....	122
Gráfica 6.36. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.....	123
Gráfica 6.37. Bloque 3, Pilares con excentricidad 0 mm.....	124
Gráfica 6.38. Bloque 3, Pilares con excentricidad 5 mm.....	124
Gráfica 6.39. Bloque 3, Pilares con excentricidad 10 mm.....	125
Gráfica 6.40. Bloque 3, Pilares con excentricidad 20 mm.....	125
Gráfica 6.41. Bloque 3, Pilares con excentricidad 25 mm.....	126
Gráfica 6.42. Bloque 3, Pilares con excentricidad 50 mm.....	126
Gráfica 6.43. Comparativa pilares 30 MPa, experimental-teórico.....	128
Gráfica 6.44. Comparativa pilares 30 MPa, experimental-teórico.....	128
Gráfica 6.45. Comparativa pilares 30 MPa y 90 MPa.	129
Gráfica 7.1. Axil en función del momento.....	134
Gráfica 7.2. Diagrama de barras N_{exp} y N_{pl} , Rd. Bloque 1. 30 MPa, pilares sección circular y ovalada.....	140
Gráfica 7.3. Diagrama de barras N_{exp} y N_{pl} , Rd. Bloque 1. 90 MPa, pilares sección circular y ovalada.....	140
Gráfica 7.4. Diagrama de barras N_{exp} y N_{pl} , Rd. Bloque 1. 30 MPa, pilares sección rectangular y cuadrada.....	140
Gráfica 7.5. Diagrama de barras N_{exp} y N_{pl} , Rd. Bloque 1. 90 MPa, pilares sección rectangular y cuadrada.....	141

Gráfica 7.6. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/108.2_30_355.....	145
Gráfica 7.7. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/108.2_90_355.....	145
Gráfica 7.8. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/120.2,5_30_275.....	145
Gráfica 7.9. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/120.2,5_90_275.....	146
Gráfica 7.10. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 2, C/108.2_30_355. ...	146
Gráfica 7.11. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 2, C/108.2_90_355. ...	147
Gráfica 7.12. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 2, C/120.2,5_30_275.	147
Gráfica 7.13. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 2, C/120.2,5_90_275.	147
Gráfica 7.14. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_30_275_355.....	151
Gráfica 7.15. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275.....	151
Gráfica 7.16. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275.....	151
Gráfica 7.17. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275.....	152
Gráfica 7.18. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_30_275_355.....	152
Gráfica 7.19. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_90_275_355.....	153
Gráfica 7.20. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275.....	153
Gráfica 7.21. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275.....	154
Gráfica 7.22. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275.....	154
Gráfica 7.23. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_90_275_355.....	154
Gráfica 7.24. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_30_275_355.....	155
Gráfica 7.25. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275.....	156
Gráfica 7.26. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275.....	156
Gráfica 7.27. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275.....	157
Gráfica 7.28. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_30_275_355.....	157
Gráfica 7.29. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_90_275_355.....	158

Gráfica 7.30. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275.....	158
Gráfica 7.31. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275.....	158
Gráfica 7.32. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275.....	159
Gráfica 7.33. Diagrama de dispersión N_{exp}/N_{pl} , Rd. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_90_275_355.....	159
Gráfica 8.1. Bloque 1, gráfica $N_{exp}/coste$ (1).....	176
Gráfica 8.2. Bloque 1, gráfica $N_{exp}/coste$ (2).....	176
Gráfica 8.3. Bloque 2, C/108.2_355, gráfica $N_{exp}/coste$	178
Gráfica 8.4. Bloque 2, C/120.2,5_275, gráfica $N_{exp}/coste$	178
Gráfica 8.5. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_275_355, gráfica $N_{exp}/coste$	180
Gráfica 8.6. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_275_275, gráfica $N_{exp}/coste$	180
Gráfica 8.7. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_275_275, gráfica $N_{exp}/coste$	181
Gráfica 8.8. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_275_275, gráfica $N_{exp}/coste$	181
Gráfica 8.9. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_275_355, gráfica $N_{exp}/coste$	182
Gráfica 8.10. Gráfica $N_{exp}/coste$ según geometrías seccionales.	183

NOTACIÓN

Caracteres en mayúscula:

A_a	Área de sección transversal del tubo de acero
A_{ck}	Área de sección que encierra el tubo exterior
A_v	Área tensionada por cortante de la sección de acero
D	Diámetro del tubo circular. Anchura del tubo cuadrado/rectangular
D_{ex}	Diámetro exterior del tubo
D_i	Diámetro interior del tubo
E_a	Módulo elástico del acero de la sección estructural
E_s	Módulo elástico de la armadura de refuerzo
E_{cm}	Módulo secante del hormigón
$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión de la sección respecto del eje perpendicular al plano considerado
I_a	Momento de inercia para el plano de flexión considerado
I_c	Momento de inercia de la sección del acero
I_s	Momento de inercia de la sección de hormigón sin fisurar y el esfuerzo
K_s	Factor de corrección por fisuración del hormigón, que se puede tomar 0.6
L	Longitud del tubo
M	Momento flector
$M_{max,sd}$	Mayor momento flector calculado usando teoría de primer orden
$M_{pl,Rd}$	Momento flector calculado usando teoría de primer orden
N	Carga axial
N_{cr}	Carga crítica elástica de pandeo
$N_{pm,Rd}$	Resistencia axial de la sección de hormigón
$N_{pl,Rd}$	Resistencia axial de la sección del pilar
N_{sd}	Esfuerzo de compresión de cálculo
R	Radio de la sección circular

V_{sd}	Esfuerzo cortante transversal
W_{pa}	Módulo resistente plástico de la sección de acero
W_{ps}	Módulo resistente plástico de la armadura de refuerzo
W_{pc}	Módulo resistente plástico del hormigón

Caracteres en minúscula:

b	Anchura b del perfil en mm
c_i	Área de la armadura de refuerzo en la dirección i
f_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_{ck}	Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días
f_y	Límite elástico del acero del tubo
h	Dimensión h del perfil en mm
k	Factor de amplificación de momentos
t	Espesor del tubo
t_{ex}	Espesor exterior del tubo
t_f	Espesor de la pared de secciones H
t_i	Espesor interior del tubo

Otros caracteres:

χ'	Índice del hueco de la sección
χ	Factor de reducción de resistencia en el plano i de pandeo considerado
ς	Índice de confinamiento
μ	Coefficiente de fricción
α	Parámetro generalizado de imperfección
δ	Ratio de contribución del acero
ε	Deformación. Elongación
γ_i	Coefficientes parciales de seguridad

Abreviaturas:

CFDSST	Concrete-Filled double skin steel tube. Tubo interior hueco.
CFDSST	Concrete-Filled double skin steel tube. Tubo interior relleno
CFST	Concrete-Filled Steel Tube
CHS	Circular hollow section
EC4	Eurocódigo 4
HSC	High strength concrete
HSS	High strength steel
RHS	Rectangular hollow section
SHS	Square hollow section
UHSC	Ultra-high strength concrete

RESUMEN

El proyecto “Análisis experimental de diferentes soluciones estructurales a base de pilares mixtos de tipo Acero-Hormigón” tiene como objetivo principal el estudio del comportamiento de los pilares mixtos sometidos a compresión.

En el mundo de la edificación y construcción, los pilares presentan un papel fundamental, pues son los encargados de soportar todo el peso de la construcción además de todas las cargas debidas a las actividades o procesos que se desarrollan en su interior (personas, maquinaria, instalaciones, etc.).

Es por ello, que el estudio de los pilares se hace sumamente importante, tanto es así que existe toda una serie de normas para delimitar y conseguir que todos los pilares destinados al mundo de las obras de edificación e ingeniería civil cumplan con los requisitos mínimos esenciales de seguridad y viabilidad. Todas estas reglas se recogen en la Norma vigente en Europa, el *Eurocódigo 4* (EC4).

En este trabajo fin de grado, se estudia el comportamiento de diferentes pilares mixtos Acero-Hormigón, incluyendo hormigones de resistencia normal y de alta resistencia que no están contemplados en la normativa vigente.

Se presenta así una oportunidad para poder descubrir, analizar y recopilar datos de diferentes tipos de pilares con diferentes configuraciones geométricas y materiales empleados, que den lugar a un uso más eficiente de las materias primas.

Para ello, el proyecto consta de dos partes; una parte experimental, donde se ensayan los pilares y se recopilan los datos necesarios, y una parte de estudio y análisis de los datos obtenidos en la primera fase.

En la parte experimental se ensayan perfiles con diferentes configuraciones, siempre en el marco de **perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón y de perfiles tubulares de acero de doble piel rellenos de hormigón entre ambas camisas**.

Con los datos obtenidos, se realizan curvas de interacción seccional (usadas en el *Eurocódigo 4*) observando así el comportamiento y calidad de estos pilares.

En último lugar, se evalúan todos los resultados obtenidos y se establece un criterio comparativo entre pilares para llegar a una solución óptima. Además, para ello, también se realiza un último estudio económico para maximizar la relación calidad-precio.

Todo ello se recogerá en una serie de documentos que conformarán este proyecto de final de grado, tales como una memoria descriptiva de 9 capítulos, donde se explica el objeto y alcance del proyecto, el procedimiento del proyecto y la toma de datos, un anexo con los cálculos realizados, el pliego de condiciones y el presupuesto.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

EN ESTE CAPÍTULO, SE EXPLICA CUÁL ES EL OBJETIVO DE ESTE TRABAJO FINAL DE GRADO, SE PRESENTAN LOS OBJETIVOS A LOS QUE SE PRETENDE LLEGAR Y LA ESTRUCTURA QUE SE HA SEGUIDO, ORDENADA POR CAPÍTULOS.

1.1. INTRODUCCIÓN

En el mundo de la edificación y construcción actual, los pilares presentan un papel fundamental, pues son los encargados de soportar todo el peso de la construcción además de todas las cargas debidas a las actividades o procesos que se desarrollan en su interior (personas, maquinaria, instalaciones, etc.).

Es por ello, que la búsqueda de mejoras continuas de esta parte fundamental de las estructuras se hace sumamente importante.

Es aquí donde entran en juego los pilares mixtos de doble tubo rellenos de hormigón. Estos son el resultado de construir una sección compuesta tipo sándwich a base de acero-hormigón-acero. De forma general, en el *Eurocódigo 4* se define la estructura mixta como un elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados, si es necesario, por conectadores para poder limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y el acero y evitar el despegue entre ambos.

Este tipo de columnas mixtas presentan una serie de ventajas sobre otro tipo de columnas mixtas convencionales como, por ejemplo, un menor peso propio, mayor tenacidad, mayor ductilidad y mayor resistencia al fuego.

Además, el empleo en estos pilares de hormigones de alta resistencia (HSC) y de ultra alta resistencia (UHSC) añade numerosas ventajas como la posibilidad de construir pilares más esbeltos debido a la mayor capacidad de absorción de energía o la reducción del coste de fabricación.

Por el contrario, el uso de pilares más esbeltos aumenta la esbeltez del elemento, por ello, se necesita investigar nuevas secciones y contrastarlas para obtener un resultado óptimo y adecuado. Además, como consecuencia de la rápida evolución de los pilares mixtos, las normas actuales presentes en el *Eurocódigo 4* no poseen todas las expresiones analíticas ni todas las recomendaciones de diseño totalmente actualizadas.

1.2. OBJETIVO DEL TRABAJO FINAL DE GRADO

El objetivo general de este trabajo final de grado es contrastar diferentes pilares tanto de tipo CFST (Pilares de acero rellenos de hormigón) como de tipo CFDSST (Pilares de acero de doble piel rellenos de hormigón entre ambas capas) con diferentes secciones geométricas. Para ello, estos tipos de pilares se someterán a diferentes tensiones de compresión y a diferentes excentricidades.

Se realizará una parte experimental que consiste en la toma de datos de los diferentes ensayos para posteriormente realizar una parte analítica a partir de curvas de interacción seccional (usadas en el *Eurocódigo 4*) observando así el comportamiento y calidad de estos pilares.

En último lugar, se evalúan todos los resultados obtenidos y se establece un criterio comparativo entre pilares para llegar a una solución óptima. Además,

para ello, también se realiza un último estudio económico para maximizar la relación calidad-precio.

A continuación, se hace un breve listado de los objetivos marcados:

- Análisis del comportamiento ante una misma carga y diferencias existentes entre pilares conformados por diferentes calidades de acero, de calidad 275 MPa y de calidad 355 MPa. Tanto referente a pilares de tipo CFST como de tipo CFDSST.
- Análisis del comportamiento ante una misma carga y diferencias existentes entre pilares conformados por diferentes calidades de hormigón, de calidad 30 MPa y de calidad 90 MPa. Tanto referente a pilares de tipo CFST como de tipo CFDSST.
- Análisis del comportamiento y de los pilares similares ante diferentes grados de excentricidad.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir de los ensayos realizados y los datos experimentales recogidos.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
 - Determinar si es posible o no el análisis teórico de los pilares de tipo CFDSST a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
 - Determinar si es posible o no el análisis teórico de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa, tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST, a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir del estudio económico realizado.

1.3. ESTRUCTURA DEL TRABAJO FINAL DE GRADO

Este trabajo está estructurado en 9 capítulos y 1 anexo, incluyendo la introducción, la conclusión y la bibliografía.

- Capítulo 1: El presente capítulo. Se realiza una breve introducción del trabajo final de grado.
- Capítulo 2: Se realiza una explicación sobre las estructuras mixtas, los tipos de estructuras mixtas más comunes y las diferencias entre ellas. Además, se profundiza en el pilar mixto de doble piel, exponiendo sus ventajas sobre el resto de pilares y se analiza la interacción acero-hormigón-acero, el comportamiento de los materiales empleados por separado, el hormigón de alta resistencia y el comportamiento mecánico a compresión de los pilares mixtos de doble tubo.

- Capítulo 3: Se realiza un repaso del estado del arte en el que se exponen algunas de las investigaciones y trabajos realizados en el pasado para poder contextualizar y entender las bases de este trabajo fin de grado.
- Capítulo 4: Se expone la normativa europea vigente (Eurocódigo 4) que hace referencia a este trabajo final de grado.
- Capítulo 5: Se expone todo el programa experimental realizado, en el que se plasma detalladamente la realización y descripción de todos los ensayos del proyecto.
- Capítulo 6: Se realiza el estudio analítico a partir de los datos experimentales, los resultados y comparación entre los diferentes pilares.
- Capítulo 7: Se calcula el comportamiento teórico de los pilares ensayados a partir de las ecuaciones presentes en el Eurocódigo 4 y se determina si es posible o no parametrizar estos pilares a partir de dicha normativa.
- Capítulo 8: Se realiza un estudio económico para obtener el pilar óptimo de entre los pilares ensayados.
- Capítulo 9: La conclusión, en la que incluye las principales conclusiones obtenidas a lo largo del proyecto.

Y en último lugar, también se incluye un anexo en el que se añaden los datos más extensos del estudio económico del proyecto.

Capítulo 2

ESTRUCTURAS MIXTAS

EN ESTE CAPÍTULO, SE PRESENTAN LAS ESTRUCTURAS MIXTAS, LOS TIPOS DE ESTRUCTURAS MIXTAS MÁS COMUNES Y SE PROFUNDIZA EN LAS COLUMNAS MIXTAS DE DOBLE TUBO, EXPONRIENDO LAS VENTAJAS QUE ESTA TIENE SOBRE LAS DEMÁS COLUMNAS MIXTAS.

2.1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS MIXTAS

Como bien se ha dicho ya anteriormente, se define la estructura mixta como un elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados, si es necesario, por conectadores para poder limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y el acero y evitar el despegue entre ambos.

La principal diferencia entre las estructuras mixtas y otras estructuras de acero radica en que, en las estructuras mixtas, la unión entre acero y hormigón debe tener la suficiente resistencia y rigidez para permitir que ambos elementos sean calculados como si se tratara de un único componente estructural. En este tipo de estructuras, se consigue un mejor comportamiento de ambos componentes trabajando de manera conjunta que ambos por separado.

Aunque en este trabajo se va a centrar en pilares mixtos, con este tipo de estructuras se pueden obtener tanto vigas como pilares. En la *imagen 2.1*, se pueden observar algunas de las secciones más comunes tanto de vigas como de pilares mixtos.

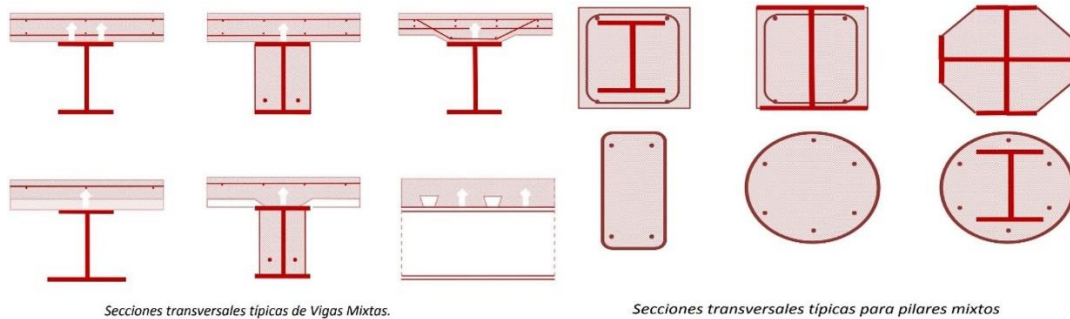


Imagen 2.1. Secciones transversales vigas y pilares mixtos.

2.2. TIPOS DE PILARES MIXTOS

Las columnas mixtas son una combinación de columnas de hormigón y de acero que reúnen las ventajas de ambos materiales y, por tanto, sus capacidades mecánicas son mejores que cuando trabajan por separado. Gracias al acero, estas son más dúctiles que las estructuras de hormigón armado y se pueden conseguir uniones a partir de las técnicas propias de las estructuras de acero. Por el otro lado, debido al hormigón, se consigue una mayor capacidad de soportar carga además de una mayor resistencia al fuego que solo con los pilares de acero no sería posible.

Se distinguen tres diferentes tipos de pilares mixtos:

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

Tal y como se puede ver en la *imagen 2.2*, estos pilares están formados por perfiles de acero en I o H, con el espacio que queda libre relleno de hormigón. En los pilares completamente embebidos, la sección entera de acero queda dentro del hormigón con un recubrimiento mínimo en todo su contorno.

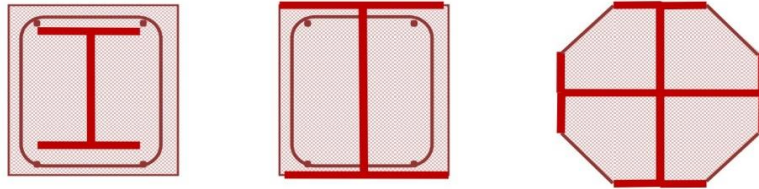


Imagen 2.2. Diferentes perfiles mixtos embebidos de hormigón.

2.2.2. Pilar a base de secciones huecas de acero rellenas totalmente de hormigón

Este tipo de pilares, CFST (*Concrete-Filled Steel Tube*), el hormigón ocupa completamente el interior del perfil de acero. Este perfil puede tener diferentes configuraciones geométricas, tales como circulares, rectangulares, cuadradas, ovaladas, etc. En este tipo de pilares, la resistencia a compresión se ve notablemente incrementada debido al confinamiento del hormigón en el interior.

En la *imagen 2.3*, se pueden observar tres pilares CFST con configuraciones geométricas redonda, cuadrada y rectangular, respectivamente.

El uso de este tipo de pilares en la construcción actual es muy común debido a sus excelentes propiedades resistentes entre las que destacan la alta resistencia, la ductilidad y la tenacidad.

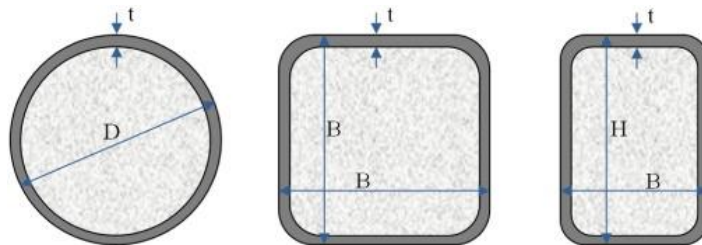


Imagen 2.3. Diferentes perfiles CFST.

Los perfiles de acero rellenos de hormigón (CFST), ofrecen numerosas ventajas en comparación con los pilares de acero o los pilares de hormigón:

- El núcleo de hormigón aporta una mayor solidez y estabilidad a la sección de acero retrasando el pandeo local.
- La resistencia del núcleo de hormigón se ve incrementada debido al confinamiento pasivo proporcionado por la sección de acero. Además, este confinamiento debido a la sección de acero evita la descomposición del bloque de hormigón superado su límite elástico aumentando así la tenacidad y ductilidad del conjunto.
- Esto favorece el uso de pilares acero-hormigón más esbeltos que con las mismas dimensiones sería impensable utilizar para pilares de acero u hormigón.
- La facilidad de uso de pilares más esbeltos propicia a su vez que se disponga de mayor espacio útil por planta en edificaciones.
- El coste por unidad de resistencia es mucho menor que en los pilares de acero y los de hormigón.
- El tiempo de montaje de los pilares CFST son menores que el de las columnas convencionales.
- Los pilares CFST ofrecen un muy buen comportamiento frente al fuego.

Por el contrario, existen algunas desventajas que, aun siendo menores, hay que tener en cuenta.

- Al trabajar con secciones más pequeñas, el estudio y control de la esbeltez y el pandeo es de mayor importancia.
- El Eurocódigo 4 (EC4) no contempla hormigones de resistencia superior a 60 MPa en probeta cilíndrica.
- Se debe conseguir que el conjunto acero-hormigón permanezca unido y que, por tanto, puedan trabajar como si se tratara de un único componente estructural.
- No existe todavía un conocimiento completo de los pilares mixtos con hormigones de Alta Resistencia ya que todavía hay diferentes campos como el confinamiento, la retracción o tensiones residuales de los que aún no se tiene un estudio extenso.

2.2.3. Pilar mixto de doble capa

Este tipo de pilares está conformado por pilares mixtos de doble piel (CFDSST). Estos son pilares formados por dos tubos de acero, uno en el interior del otro. Además, estos pilares pueden tener geometrías diferentes, tales como circular, cuadradas, etc. Entre las dos capas, el pilar es relleno de hormigón. Por otro lado, como se puede observar en la imagen 2.4, existen tanto pilares CFDSST con el interior del tubo pequeño rellenos de hormigón como sin relleno. En este proyecto, son utilizados los pilares CFDSST que no presentan hormigón en el interior del tubo pequeño (imagen 2.4 izquierda).

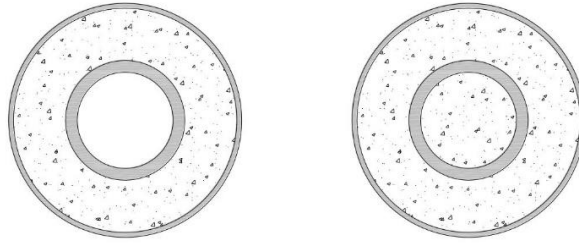


Imagen 2.4. A la izquierda, perfil interior sin rellenar, a la derecha, perfil interior relleno de hormigón.

2.3. VENTAJAS DEL PILAR MIXTO DE DOBLE CAPA

Las columnas de doble piel (CFDSST), presentan una serie de ventajas respecto a las columnas mixtas de acero- Hormigón convencionales (CFST) que las convierten en un tipo de pilar realmente útil y seguro en el ámbito de la construcción.

Para una misma capacidad portante, las columnas de doble piel (CFDSST) ofrecen las siguientes ventajas:

- Gracias a la presencia del tubo interior de acero, se consigue una mayor rigidez y estabilidad.
- También es posible soportar mayor carga a flexión y por tanto permite utilizar pilares más esbeltos.
- El tubo interior permanece protegido por la capa de hormigón con lo que la resistencia al fuego de la columna se ve notablemente incrementado.
- Los tubos CFDSST presentan una mayor capacidad de absorción de energía y ductilidad gracias a su distribución acero-hormigón-acero.
- Debido a la interacción entre el hormigón y las capas de acero, se produce un confinamiento pasivo del hormigón que retrasa la aparición del paneo local.
- Presenta una mejor respuesta a cargas cíclicas que los pilares mixtos CFST.
- El hueco interior permite añadir cualquier otro tipo material para mejorar o modificar las características del pilar, lo que facilita la adaptación del pilar a las condiciones deseadas.

Todo esto son características que convierten al pilar de doble piel en un elemento de mejores propiedades que los pilares mixtos convencionales en el ámbito de la construcción.

Sin embargo, la importancia del control sobre el tubo interior, la posibilidad de excentricidades entre el tubo de acero interior y el tubo exterior que propicien cambios en su comportamiento mecánico, junto a la falta de recomendaciones de diseño, hacen que el uso de este tipo de pilares en la construcción se vea limitado.

2.4. TIPOS DE PILARES MIXTOS DE DOBLE PIEL.

La capacidad de fabricar perfiles tubulares de diferentes geometrías permite un amplio abanico de posibilidades para conseguir el perfil idóneo para determinada necesidad.

Como bien se puede ver en la *imagen 2.5*, existen diferentes configuraciones para según el tipo de elemento a diseñar.

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

Imagen 2.5. Secciones más comunes de doble piel.

2.5. MATERIALES

Para entender el comportamiento de un elemento formado por diferentes materiales que interactúan entre sí, es necesario previamente comprender el funcionamiento de dichos materiales por separado, pues las características que nos ofrecerá dicho elemento dependerán tanto de las propiedades que posean sus materiales trabajando de forma individual como de manera conjunta.

Por tanto, para entender el comportamiento de un pilar mixto de acero-hormigón, se hace necesario el estudio de ambos materiales por separado y la interacción entre ellos para que la estructura mixta cumpla sus objetivos.

2.5.1. Acero

El acero es un material homogéneo muy utilizado en el ámbito de la construcción debido a una serie de características como son su buena relación resistencia/volumen, buena tenacidad, la posibilidad de adaptación mediante diferentes geometrías, gran variedad de tipos de aceros lo que lo convierte en un material con una gran versatilidad, relativamente fácil de fabricar, existe todo un listado de especificaciones y normas que controlan y regulan la calidad del acero a emplear que lo convierten por tanto en un material muy seguro y de calidad, etc.

Por contra, también existen algunos inconvenientes como son la baja resistencia al fuego o la alta capacidad de oxidación que presentan gran parte de los diferentes tipos de acero existentes, lo que conlleva a la necesidad de inspecciones o labores de prevención y mantenimiento cada cierto periodo.

En el ámbito de las columnas mixtas de doble tubo, algunos de los tipos de aceros más empleados son el acero convencional conformado en frío o en caliente, aceros de alta resistencia (HSS), aceros inoxidable, etc.

Las propiedades mecánicas y geométricas de todos los tipos de acero deben cumplir con todos los requisitos y normas que se recogen en los artículos a los que se refiere, entre ellos el *Eurocódigo 4*.

En estas normas se especifica que la sección del tubo exterior no debe ser muy pequeña para facilitar la colocación del hormigón además de que el espesor de dicho tubo de acero debe quedar restringido entre unos valores máximo y mínimo que permitan asegurar la estabilidad local de la sección del pilar.

El uso de aceros inoxidable o de alta resistencia en columnas mixtas permitiría mejorar ciertos aspectos como pueden ser la corrosión o la posibilidad de columnas más esbeltas o con diferentes geometrías seccionales óptimas. Sin embargo, todavía no existen suficientes investigaciones y datos experimentales que aseguren estas mejoras y permitan la elaboración de leyes y normas que apoyen y regulen el uso de estos tipos de aceros.

2.5.2. Hormigón

El hormigón es un material altamente heterogéneo formado por una mezcla de cemento, grava (áridos de diferentes tamaños y formas), agua y diferentes aditivos capaces de modificar las propiedades del hormigón convencional para su uso en trabajos específicos, como puede ser el caso del hormigón ultrarresistente o el hormigón auto-compactable.

El hormigón, presenta mayoritariamente unas muy buenas características cuando es sometido a fuerzas de compresión. En cambio, se hace realmente importante el estudio del hormigón cuando es sometido a fuerzas de tracción, pues es aquí donde aparecen ciertos fenómenos que son los responsables de los principales fallos de dicho material. Algunos de estos fenómenos son la fisuración, la adherencia, el esfuerzo, el fallo cortante, etc.

Un parámetro muy importante en el hormigón que regula su comportamiento es el coeficiente de Poisson, este coeficiente marca la relación existente entre las deformaciones transversales y las longitudinales en piezas que trabajan a compresión simple. El coeficiente de Poisson referente a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de uso, suele obtener valores en torno a 0.2. en cambio, cuando el hormigón alcanza puntos de esfuerzo en los que la microfisuración y la plastificación empiezan a dañar al hormigón, el coeficiente de Poisson alcanza valores de 0.5.

2.5.2.1. Hormigón de alta resistencia

El uso de hormigón de alta resistencia (HSC) se ha visto incrementado en los últimos años debido a la reducción de costes de fabricación. Además, al igual que el HSC, el coste tecnológico del hormigón de ultra-alta resistencia (UHSC), que mejora algunas de las características del hormigón de alta resistencia, también se ha visto reducido y su uso está siendo introducido recientemente.

La diferencia de comportamiento mecánico que existe entre el hormigón común y el hormigón de ultra alta resistencia se debe fundamentalmente a la formación de su microestructura.

En el hormigón convencional, la falta de una adherencia ideal entre áridos y cemento, debida a diferencias físicas (como pueden ser diferentes grados de rigidez) e incompatibilidades geométricas en la microestructura que imposibilitan esta total compactación, provocan la aparición de tensiones tangenciales en la interfaz.

Estas tensiones tangenciales, cuando se somete al pilar a ensayos de compresión, son las responsables del inicio de la microfisuración cuando se llega a cierta carga tensional. A partir de la aparición de la microfisuración, la curva tensión–deformación deja de ser lineal, pues como se puede ver en la *imagen 2.6*, parte de la energía absorbida en la compresión se emplea en propagar la microfisuración.

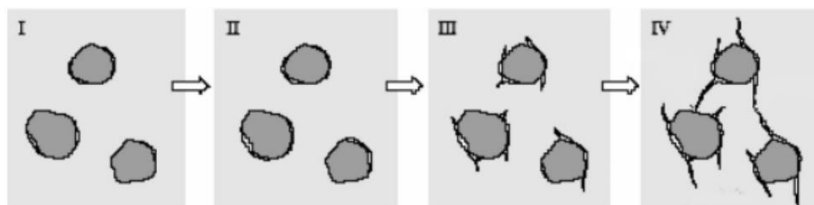


Imagen 2.6. Microfisuración en el hormigón.

Como se puede ver en el diagrama tensión–deformación de compresión del hormigón convencional de la *figura 2.7*, cuando se entra en la zona no-lineal, tras alcanzar el punto máximo, la curva de tensión no cae instantáneamente. Esto se debe a que la fractura presenta un engranamiento entre caras lo que permite seguir transmitiendo cierto esfuerzo tangencial una vez se supera el punto máximo.

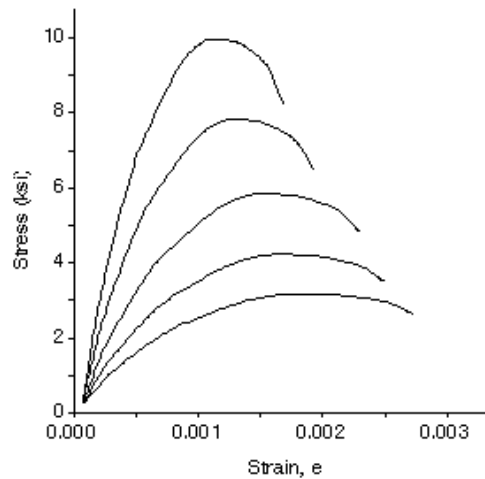


Imagen 2.7. Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón convencional.

Por otro lado, en el hormigón de alta resistencia, los áridos y la pasta presentan grados de rigidez similares y por tanto la adherencia es mayor, por lo que se produce un retardo en la aparición de la microfisuración y el pilar puede soportar mayor carga de tensión en la zona lineal, es decir, el comportamiento plástico del pilar se ve aumentado.

Cuando se alcanza la zona no-lineal y se llega al punto máximo, la fractura que se produce también rompe a los granos de árido, de modo que no se transmiten esfuerzos tangenciales entre las caras fracturadas. Por tanto, como consecuencia de ello, como se puede observar en la *imagen 2.8*, la rotura que se producirá en el punto máximo es más instantánea, esto significa que el comportamiento del hormigón de alta resistencia es más frágil.

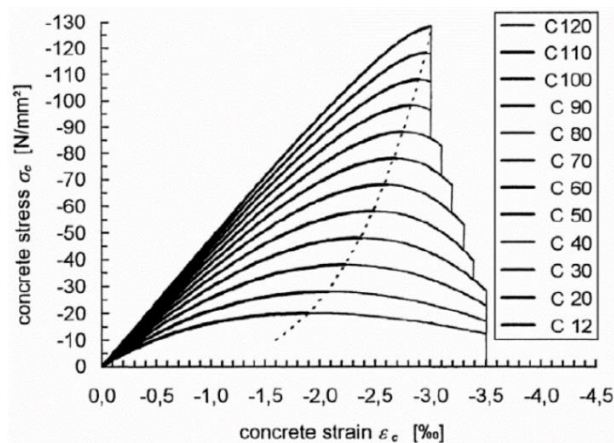


Imagen 2.8. Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón de alta resistencia.

El uso en construcciones y edificaciones de hormigones de alta resistencia presentan una serie de ventajas respecto al uso de hormigones convencionales. Su capacidad de soportar mayor resistencia a compresión que los hormigones normales en condiciones similares permite utilizar pilares más esbeltos. Además, produce una mejora en la rigidez, resistencia a tracción, menor deformación,

mayor durabilidad, disminución de la porosidad, lo que disminuye la capacidad de corrosión por penetración de agua o productos perjudicantes, etc.

2.5.2.2. *Hormigón auto-compactable*

El hormigón auto-compactable es un tipo de hormigón capaz de fluir de forma que puede ser encofrado o adherido por la acción de la gravedad y rellenar la cavidad por sí solo sin necesidad de emplear aparatos secundarios como pueden ser aparatos de vibración.

El uso de este tipo de hormigón puede ser en ciertas circunstancias beneficioso. En el caso de los pilares de doble tubo de acero, la relación agua-hormigón debe de ser minuciosamente controlada para un correcto relleno de la cavidad y de una correcta adherencia del sistema acero-hormigón-acero que permita tratar al pilar como si estuviese formado un único elemento. En este tipo de casos donde el control de la relación agua-hormigón se vuelve dificultosa, el empleo de hormigones auto-compactables se convierte en una gran solución.

Además, este tipo de hormigón también presenta muy buenas características, como son la gran capacidad de absorción de energía, su buena ductilidad, buena resistencia a compresión, adaptabilidad a formas complejas, entre otras.

2.6. INTERACCIÓN HORMIGÓN-ACERO

Una buena interacción entre el acero y el hormigón es indispensable para que el pilar logre alcanzar su comportamiento óptimo. Cuando ambos materiales quedan perfectamente interconectados en un pilar mixto, su acción compuesta será más resistente y rígida que si se tratara de ambos materiales por separado.

Para alcanzar esta interacción idónea entre acero y hormigón se necesita establecer una conexión entre los materiales. Esta conexión es la que permite transferir las fuerzas internas y asegurar el comportamiento conjunto. En algunos casos, para esta conexión se hace uso de conectores que transfieren los esfuerzos entre ambos materiales. En ausencia de estos conectores, la propia fricción transmitirá los esfuerzos. Esta fricción es propiciada debido a las tensiones tangenciales que hay entre los materiales o debido a los esfuerzos trasversales que surgen debido a diferencias de expansión (coeficiente de Poisson) en la compresión. En caso de cargas a compresión no excéntricas, también se produce fricción entre los materiales debido tensiones cortantes que surgen por el gradiente de momentos.

Por otro lado, la forma de la sección empleada, las dimensiones del pilar, las características propias de cada uno de los materiales, el nivel de adherencia, el confinamiento, la retracción, las tensiones residuales, la exposición a factores externos como puede ser la exposición al fuego, todos ellos son factores muy importantes para alcanzar o no el comportamiento idóneo del pilar mixto.

2.6.1. Confinamiento pasivo

El confinamiento pasivo es la acción que ejerce el acero sobre el hormigón de contener y mantenerlo oprimido en el interior. Este confinamiento viene provocado por las tensiones transversales producidas por la interacción entre el acero y hormigón en el momento de la compresión. A mayor compresión, mayores serán las tensiones laterales y por tanto el confinamiento se verá aumentado.

Además, existen otros factores que influirán en el mayor o menor grado de confinamiento del pilar. Por ejemplo, si el pilar es sometido a una acción de compresión excéntrica, la zona comprimida se reduce y por tanto la deformación lateral también, provocando un menor confinamiento del hormigón.

En pilares esbeltos, el pandeo global de la columna ocurre antes de que se alcance la deformación necesaria para que haya confinamiento, por tanto, cuanto más esbelto sea el pilar, menor confinamiento se produce.

En pilares donde se emplea hormigón de alta y ultra alta resistencia el confinamiento es menor, esto se debe a que el coeficiente de Poisson en este tipo de pilares es mayor.

En cuanto a la geometría del pilar, el uso de secciones circulares aumenta el confinamiento del pilar ya que la distribución de cargas transversales es más homogénea que en otro tipo de geometrías.

2.7. COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE LOS PILARES MIXTOS

Cuando se somete una columna mixta a un esfuerzo a compresión, el comportamiento que esta columna ofrecerá depende tanto del comportamiento de los materiales que conforman el pilar como de la interacción de estos materiales entre ellos.

Cuando la columna es sometida a compresión, el hormigón tiende a expandirse transversalmente, debido a esto, el acero que rodea al hormigón impide este desplazamiento de forma que el propio acero queda sometido a un esfuerzo biaxial de tensiones que impide la deformación del pilar. Debido a estos esfuerzos laterales y por la ley de acción reacción, junto al esfuerzo a compresión, el hormigón queda sometido a un esfuerzo triaxial de tensiones.

Esta interacción acero-hormigón del pilar mixto propicia que exista mayor capacidad portante y ductilidad en este tipo de pilares que en los pilares convencionales de hormigón o acero.

Pero la capacidad portante de una columna mixta no solo depende del comportamiento de los materiales que la conforman, también presenta un papel muy importante la geometría seccional que se le dé al propio pilar.

A continuación, se expone el comportamiento de los pilares mixtos más importantes para diferentes geometrías, ya sean de tubo corto o largo.

2.7.1. Pilares CFST

En los pilares CFST de tubo corto, al iniciarse la compresión, ambos materiales se ven afectados tanto longitudinalmente como lateralmente. Al aumentar la carga, el hormigón empieza a sufrir microfisuras que propician que se expanda transversalmente más rápido que el acero. Es en este momento cuando la interacción hormigón-acero comienza y aparece el estado tensional explicado anteriormente.

Por otro lado, en columnas más largas y esbeltas, al iniciarse la compresión, el pilar trabaja mayoritariamente a compresión, pues los esfuerzos transversales en columnas esbeltas son relativamente mucho más pequeñas que los esfuerzos a compresión. A medida que la carga aumenta, el hormigón sufre tensiones laterales y entra en la zona de comportamiento a compresión no lineal. Cerca de la carga máxima, el tubo de acero sufre una deformación transversal y empieza a plastificar en la zona más crítica. Es en esta zona donde el pilar alcanza su resistencia máxima. Después de la carga máxima, se produce un descenso suave producido por la ductilidad del pilar debido a su confinamiento.

Si la columna es lo suficiente esbelta, el pandeo local se producirá con mayor antelación, de forma que no se alcanza la máxima resistencia a compresión del hormigón. En cambio, la ductilidad se ve aumentada debido al confinamiento.

2.7.2. Pilares CFDSST

En los pilares CFDSST, la presencia de un tubo interior de acero proporciona mayor resistencia a compresión, mayor rigidez y mayor resistencia a flexión. Además, en comparación con un pilar CFST de las mismas dimensiones, el peso del pilar CFDSST presenta un menor peso pues carece de parte del hormigón interior.

Cuando se inicia la compresión, debido a que el coeficiente de Poisson del acero es mayor que el del hormigón, la piel de acero exterior se separa del hormigón. Al mismo tiempo, el tubo interior, se aferra al bloque de hormigón transmitiéndole una carga. Cuando el hormigón entra en su parte no lineal, el desplazamiento trasversal aumenta volviendo a contactar con el tubo de acero exterior. En este momento, ambas pieles de acero le transmiten una tensión lateral al hormigón que sumada a la acción de compresión someten al hormigón a un estado tensional triaxial. Por otro lado, debido a las fuerzas de acción reacción, ambos perfiles de acero se ven sometidos a un esfuerzo biaxial de tensiones laterales por su interacción con el hormigón.

En los pilares CFDSST de tubo corto, al iniciarse la compresión, el comportamiento es similar a un tubo CFST. A medida que la carga aumenta, el comportamiento del hormigón deja de ser lineal. Cerca de la carga máxima, los tubos de acero entran en su comportamiento plástico y aparecen irregularidades y abolladuras, indicando que se ha llegado a su resistencia máxima. En este punto, el hormigón ha sufrido grietas y dislocaciones importantes que han propiciado la pérdida de adherencia entre hormigón y acero.

En los pilares CFDSST de tubo largo, a medida que la esbeltez aumenta, el pandeo se produce antes de que se llegue a la carga necesaria para producir el confinamiento hormigón-acero, por tanto, la resistencia a compresión es menor y la ductilidad aumenta.

Capítulo 3

ESTADO DEL ARTE

EN ESTE CAPÍTULO, SE PRESENTA EL ESTADO ACTUAL DEL ARTE RELACIONADO CON EL FUNCIONAMIENTO Y COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES MIXTOS DE DOBLE PIEL Y SE DESCRIBEN LAS MÁS IMPORTANTES INVESTIGACIONES ACERCA DE LAS COLUMNAS MIXTAS DESDE SUS INICIOS HASTA LA ACTUALIDAD.

3.1. INTRODUCCIÓN

Desde el primer trabajo de investigación realizado sobre el estudio del comportamiento de pilares mixtos de doble piel, llevado a cabo por Wei, S., Mau, S., Vipulanandan, C. y Mantrala, S. (1995) [Wei, 1995a], se han realizado otras muchas más investigaciones de la misma temática.

Existe toda una serie de trabajos y documentos donde se plasma importante información acerca de las columnas mixtas de doble piel y de su comportamiento tanto a esfuerzos de compresión, flexo-compresión, tracción o incluso a torsión.

En cambio, esta cantidad de información se queda pobre en comparación con la cantidad de publicaciones e investigaciones realizadas en otro tipo de pilares como pueden ser los pilares convencionales de acero u hormigón o incluso los pilares de tipo CFST. Esto se debe a que el estudio de los pilares mixtos de doble tubo es de carácter novedoso y todavía no existe un estudio amplio y profundo de este tipo de pilar. De hecho, la mayoría de los estudios realizados sobre los pilares mixtos de doble piel (CFDSST) están realizados a partir de las bases y los modelos analíticos de los pilares CFST, debido a la existencia de numerosas similitudes en ellos, de modo que se establece un criterio comparativo entre ambos pilares para poder determinar el comportamiento de los pilares CFDSST.

A continuación, se exponen algunas de las publicaciones más destacadas acerca del estudio de los pilares mixtos de doble piel.

3.2. ESTADO DEL ARTE

Como bien se ha dicho anteriormente, el primer estudio analítico realizado sobre el comportamiento de los pilares mixtos de doble piel sometidos a compresión fue realizado por Wei, S., Mau, S., Vipulanandan, C. y Mantrala, S. (1995), con el título *"Performance of new sandwich tube under axial loading"* [Wei, 1995a]. Estos investigadores propusieron un modelo analítico a partir de la realización de unos ensayos experimentales previos, mediante el cual era posible predecir la carga última de las columnas circulares, válido para aquellas columnas cuyo ratio $\frac{D_{ex}}{t_{ex}}$ no sobrepase un valor de 150. Para este ensayo se escogió una sección gruesa para el tubo exterior y una sección fina para el tubo interior, dicha estructura recibe la simplificación: (grueso - fino).

En este primer trabajo se realizaron ensayos de compresión sobre columnas circulares de doble piel de longitud corta, 230mm. En primer lugar, se propuso una hipótesis en la que se defendía que tanto los dos tubos de acero como el hormigón quedaban sometidos a la misma deformación y que la carga axial era la suma de las fuerzas de cada elemento por separado. Cada carga axial, era el resultado del producto de la tensión longitudinal y el área trasversal de cada elemento.

Por otro lado, según Wei, hasta el momento de alcanzar la carga máxima, el tubo interior actuaba como si estuviese aislado, pero sin posibilidad de pandear

debido a la presencia del hormigón. Debido a esto, supuso que la tensión longitudinal del tubo interior se obtenía únicamente a partir del producto de la deformación por el módulo de Young del acero, sin presencia de interacción entre el tubo interior y el hormigón.

No ocurría lo mismo con el tubo exterior. En este caso, sí se consideraba la interacción entre dicho tubo de acero y el hormigón, de modo que se tenía un estado biaxial de tensiones para el tubo exterior de acero y un estado triaxial de tensiones para el hormigón.

Finalmente, respecto al confinamiento pasivo, obtuvo por métodos experimentales que este crecía gradualmente a la vez que el hormigón intentaba expandirse lateralmente en el momento de la compresión. En el momento que el tubo de acero exterior cedía y plastificaba, el valor del confinamiento pasivo permanecía constante.

Otro estudio destacable se realizó en 2002, los investigadores Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002a), de título *"Strength and ductility of concrete filled double skin tubes"* [Zhao, 2002a]. En este trabajo se ensayaron perfiles tubulares de doble tubo de sección cuadrada SHS-SHS (*Square Hollow Section*) con distribución de grosor grueso - fino.

Al igual que en el trabajo expuesto anteriormente, también se supuso que la carga total axial era la suma de las tensiones experimentadas por cada material individualmente. Por el contrario, se trabajó con valores $\frac{D}{t}$ elevados y se demostró que en estos casos se produce un aumento considerable de la ductilidad del pilar.

En este trabajo se ensayaron columnas de 350mm de longitud con hormigón de 60 MPa. Tras realizar los ensayos, determinaron que el tubo de acero exterior presenta un comportamiento igual a un tubo de acero similar de un pilar mixto simple CFST. Por otro lado, también determinaron que el tubo interior se comporta como si estuviese aislado del resto del pilar. De este modo, se obtuvieron resultados y conclusiones similares a las obtenidas en el proyecto de Wei y sus colaboradores en 1995.

En el mismo año, y en una segunda publicación de los mismos investigadores, Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002b), de título *"Plastic mechanism analysis of concrete filled double skin stub columns"* [Zhao, 2002b], lograron una mayor exactitud en los resultados finales en ensayos de columnas CFDSST de sección cuadrada y de longitud corta. Para ello, hicieron uso de un modelo de análisis más complejo mediante el cual también se tenía en cuenta el posible pandeo local que pudiese experimentar el tubo exterior, la teoría de roturas plásticas. Del mismo modo, también se utilizó un modelo de análisis realizado por el grupo de investigadores Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1988) de título *"Theoretical stress-strain model for confined concrete"* [Mander, 1998] basado en el estado uniaxial del hormigón. Con estos modelos analíticos, se obtuvo

información acerca del confinamiento del hormigón y de su resistencia a grandes deformaciones que se corroboraron con los resultados teóricos calculados.

En ese mismo año, otro grupo de investigadores formado por Elchalakani, M. Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002), realizaron una publicación de título *"Tests of concrete filled double-skin composite short columns under axial compression"* [Elchalakani, 2002], en el que exponen sus ensayos realizados para diferentes columnas mixtas de doble piel de 400 mm de longitud con sección CHS-SHS y distribución de grosor grueso-fino, haciendo uso de hormigón de 64 MPa. Además, se trabajó en valores de relación geométrica $19 < \frac{D_{ex}}{t_{ex}} < 55$ para el tubo de acero exterior y $20 < \frac{D_i}{t_i} < 26$ para el tubo de acero interior. A partir del ensayo de estos pilares, se obtuvo que este tipo de geometría y características seleccionadas mejoraban la resistencia a compresión, la ductilidad y la tenacidad del pilar. Además, obtuvieron un modelo de análisis mediante el cual era posible determinar la capacidad portante de las columnas de doble piel de acero-hormigón.

Otro estudio destacable fue realizado por los investigadores Tao, Z., Han, L. H. y Zhao, X. L. (2004) de título *"Behaviour of concrete-filled double skin steel tubular stub columns and beam columns"* [Tao, 2004]. Estos llevaron a cabo los primeros ensayos de columnas cortas de doble piel con sección CHS-CHS y mismo grosor en ambos tubos de acero sometidas a fuerzas excéntricas de compresión con hormigón de 40MPa.

Hasta este instante, todos los ensayos realizados por diferentes grupos de investigación utilizaban el parámetro $\frac{D}{t}$ para definir la geometría del pilar a ensayar. En cambio, en este proyecto, los colaboradores introdujeron un nuevo parámetro denominado índice del hueco de la sección (χ' , hollow section ratio) mediante el cual era posible relacionar la dimensión máxima interior con la dimensión máxima exterior, de forma que la ecuación relacional poseía la siguiente expresión:

$$\chi' = \frac{D_i}{D_{ex} - 2 \cdot t_i}$$

Los pilares ensayados tenían una longitud de entre 0.9m y 1.8m, una relación geometría de $\frac{D_i}{t_i} = 38$, un índice de hueco de la sección de $\chi'=0.54$ y una excentricidad que variaba entre 0mm y 45mm.

Una vez realizado los ensayos, se obtuvo que el pilar fallaba por inestabilidad global. Se obtuvo que a medida que la compresión aumentaba, la deformación lateral en el punto medio se producía linealmente a la compresión. En cambio, a partir del 60% de la máxima capacidad, la deformación transversal se veía incrementada. Además, se hizo uso del parámetro del índice de confinamiento (ζ) para definir el comportamiento de la acción conjunta del acero y hormigón. Este parámetro se rige por la siguiente expresión:

$$\zeta = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}$$

Donde:

A_c	Área de sección transversal que encierra el tubo exterior (mm^2)
A_a	Área de sección transversal del tubo de acero (mm^2)
f_c	Resistencia a compresión del hormigón (MPa)
f_y	Límite elástico del acero del tubo exterior (MPa)

Se obtuvo a partir de ensayos que, a mayor índice de confinamiento, mayor resistencia a compresión y mayor ductilidad presenta el pilar de doble piel. También se realizaron curvas de interacción entre el momento y la carga normal que experimenta el pilar (M-N) para determinar la carga máxima del mismo.

En ese mismo año, este mismo grupo de investigadores formado por Han, L. H., Tao, Z., Huang, H. y Zhao, X. L. (2004) realizaron una publicación denominada "*Concrete-filled double skin steel tubular beam columns*" [Han, 2004], en el que exponían diferentes ensayos realizados de columnas cortas de doble piel, de sección SHS-CHS y de hormigón de 45 MPa sometidas a cargas excéntricas. Este mismo grupo de investigación, Tao, Z. y Han, L. H. realizaron en 2006 otra publicación denominada "*Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns*" [Tao, 2006] en la que ensayaron vigas de doble piel rectangulares de sección RHS-RHS y de hormigón de 45 MPa. En ambas publicaciones, se obtuvieron datos acerca del comportamiento de las columnas CFDSST sometidas a compresión excéntrica y sus respuestas a flexión. Además, también expresaron su idea basada en sus resultados que este tipo de pilares mixtos de doble tubo presentan características y comportamientos muy similares a las columnas de tipo CFST.

En 2010 se realizó otra publicación destacable por los investigadores Uenaka, K., Kitoh, H. y Sonoda, K. (2010) denominada "*Concrete filled double skin circular stub columns under compression*" [Uenaka, 2010]. En este trabajo se realizaron diferentes ensayos de pilares tipo CFDSST de 450mm de longitud y de sección CHS-CHS con el mismo espesor. Con estos datos se obtuvo la influencia del confinamiento del hormigón en el comportamiento del pilar en el momento de la compresión y en el momento de la rotura. Además, también obtuvieron que la influencia del tubo interior en el confinamiento del hormigón es prácticamente nula.

Este mismo año, Liew, J. Y. R. y Xiong, D. X. (2010) [Liew, 2010], realizaron una serie de ensayos con hormigón de calidad ultra resistente para pilares cortos de tipo CFST y CFDST de geometría seccional circular. Los resultados obtenidos se compararon con lo descrito en el documento legal (EC4), con lo que se obtuvo que dichos pilares estaban dentro del marco legal de seguridad. Debido a estos

ensayos, dichos investigadores dedujeron que los pilares mixtos conformados por hormigón de alta resistencia presentaban un grado de fragilidad superior si las piezas de acero poseían grosores finos. Todos estos ensayos se recogieron en un documento de título *“Experimental investigation on tubular columns infilled with ultra-high strength concrete”* [Liew, 2010].

También en el 2010, Huang, H., Han, L. H., Tao, Z. y Zhao, X. L. (2010), realizaron el primer modelo numérico de título *“Analytical behaviour of concrete filled double skin steel tubular stub columns”* [Huang, 2010] referente a las columnas mixtas cortas de tipo CFDSST, de sección CHS-CHS y SHS-CHS. Para realizarlo, utilizaron datos de diferentes investigaciones realizadas con anterioridad, como por ejemplo las investigaciones realizadas por Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P. E. en 1976 [Hillerborg, 1976] o las realizadas por Han, L. H., Tao, Z., Huang, H. y Zhao, X. L. en 2007 [Han, 2007] en las que se obtenían datos acerca de este tipo de pilares tanto a nivel de compresión como de tracción. En este análisis numérico, los tubos de acero se modelaron como elementos 2D y el hormigón interior mediante modelos 3D, a partir de los cuales se realizaron diferentes ensayos de interacción con coeficiente de fricción de 0.6. Este coeficiente de fricción (μ) relaciona la capacidad de deslizamiento existente entre ambos materiales en función del grado de apoyo mutuo.

En 2014, los investigadores Li, W., Han, L. H. y Chan, T. M. (2014) realizaron una publicación de título *“Numerical investigation on the performance of concrete filled double skin steel tubular members under tension”* [Li, 2014] en el que definían el comportamiento de la acción compuesta del acero y el hormigón en los pilares mixtos de doble tubo. Se obtuvo que la adherencia entre ambos materiales es un factor muy importante y que conlleva una importante influencia en el estado tensional del pilar, en la rigidez, en el fallo a compresión y en la resistencia que posea el propio pilar. Además, se realizaron una serie de ensayos a tracción del que se obtuvo que las capas de acero del pilar evitan que el hormigón rompa bruscamente por su fragilidad (debido al confinamiento) de forma que el pilar pueda absorber mayor energía gracias a la tenacidad del acero.

En 2015, Chen, J., Ni, Y. Y. y Jin, W (2015) realizaron una publicación de título *“Column tests of dodecagonal section double skin concrete filled steel tubes”* [Chen, 2015], en el que se ensayaron columnas mixtas de doble tubo con distribución grueso-fino, esbeltas de entre 2m y 3m de longitud, de sección dodecagonal y con hormigón auto-compactable de 35 MPa.

Tras estos ensayos, se comprobó que el comportamiento de los pilares con este tipo de sección geométrica es muy similar a las columnas del mismo tipo de sección circular. Siendo el fallo de la columna debido a la inestabilidad global. Además, en el momento del pandeo, el pilar absorbió parte de la energía debido a la ductilidad propiciada por el confinamiento del hormigón. Estos resultados obtenidos se compararon con otros ensayos realizados años atrás para corroborar de manera satisfactoria que dichos pilares cumplían con lo pronosticado.

Por último, otra publicación destacable fue realizada en 2017 por Ekmekyapar y Al-Eliwi (2017) los cuales realizaron diferentes ensayos de pilares mixtos de tipo CFDSST de sección CHS-CHS. En estos ensayos, se midieron el nivel de ductilidad, resistencia y rigidez de los diferentes pilares para obtener una parametrización del grado de estabilidad de este tipo de pilar en el momento de la rotura. Dicha publicación recibe el título de *"Concrete filled double circular Steel tube (CFDCST) stub columns"* [Ekmekyapar, 2017].

Capítulo 4

EUROCÓDIGO 4

EN ESTE CAPÍTULO, SE EXPONE LA NORMATIVA EUROPEA VIGENTE (EUROCÓDIGO 4) QUE HACE REFERENCIA AL ESTUDIO DE LAS ESTRUCTURAS MIXTAS.

4.1. INTRODUCCIÓN

Los Eurocódigos son un conjunto de documentos europeos oficiales de carácter ingenieril, redactados por el comité Europeo de Normalización, en los que se recogen todas las normas, criterios y leyes de diseño, cálculo y dimensionado de las estructuras y elementos de edificación y 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.

Existen toda una serie de documentos pertenecientes al Eurocódigo, de los cuales el Eurocódigo 4 (EC4) hace referencia al diseño de estructuras mixtas de Acero y Hormigón.

En este documento, se recogen todas las normas referentes a las estructuras mixtas. Por el contrario, debido a la falta de datos y al escaso estudio del comportamiento de los pilares mixtos de doble piel (CFDSST) en comparación con los otros tipos de pilares mixtos (CFST), este tipo de pilares no se contemplan en la normativa del EC4.

Debido a esto y a las similitudes existentes en algunos aspectos entre los pilares mixtos de doble piel y los pilares mixtos CFST, se vuelve sumamente interesante es estudio y parametrización del comportamiento de los pilares CFDSST a partir de las normas y ecuaciones del Eurocódigo 4 para determinar si se obtienen datos acordes a la realidad y por tanto el Eurocódigo 4 también sería válido para este tipo de pilar, o por el contrario, el EC4 no sería válido para los pilares CFDSST y se haría necesario su modificación.

A continuación, se explican los apartados más relevantes del Eurocódigo 4.

4.2. MÉTODOS DE CÁLCULO

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

En el primer método se tiene en cuenta tanto los efectos de segundo orden como las imperfecciones. Este método se aplica para pilares de sección transversal asimétrica, así como para pilares cuya sección varía con la altura. Este método requiere de herramientas numéricas de computación y puede considerarse solamente en el caso de que se disponga del software adecuado.

En el segundo método se hace uso de las curvas Europeas de pandeo para pilares de acero, las cuales tienen en cuenta las propias imperfecciones del pilar. Por el contrario, este método es únicamente aplicable a pilares mixtos de sección transversal doblemente simétrica y constante con la altura.

Tanto en un método como en otro, se tienen las siguientes suposiciones:

- La interacción entre el acero y el hormigón es completa desde el momento que se inicia la deformación hasta que se produce el fallo.

- Las secciones planas permanecen planas mientras el pilar se deforma.
- Las imperfecciones geométricas y las residuales se tienen en cuenta en el cálculo, aunque normalmente esto se hace empleando una falta de rectitud inicial o imperfección en la pieza.

El método de cálculo simplificado mediante, el análisis se hace más sencillo y resulta aplicable a la mayoría de los casos prácticos.

4.3. MÉTODOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADO

Basándose en la notación de las imágenes 4.1 y 4.2, para que sea posible la aplicación de este método se deben de tener en cuenta una serie de limitaciones:

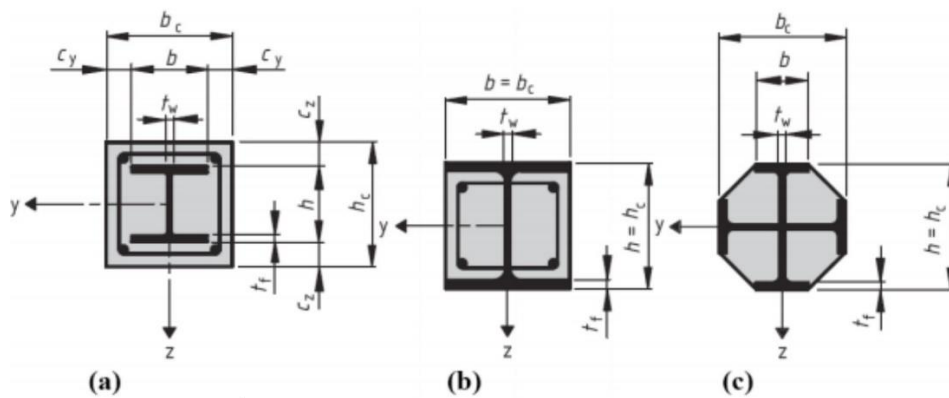


Imagen 4.1. Notación pilares mixtos embebidos.

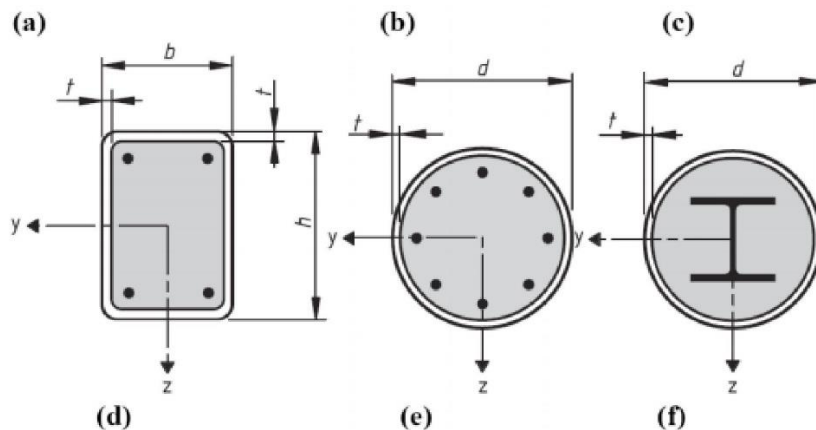


Imagen 4.2. Notación pilares mixtos confinados.

- La sección transversal del pilar mixto 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:

$$5.0 > \frac{h_c}{h_b} > 0.2$$

- La contribución relativa de la sección de acero a la resistencia de cálculo de la sección mixta, o ratio de contribución del acero (δ) debe de estar entre:

$$0.9 > \frac{\left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}\right)}{N_{pl,Rd}} > 0.2$$

- La resistencia característica a compresión del hormigón f_{ck} queda limitada a 60 MPa, siempre i cuando no se trate de hormigón de alta resistencia.
- Para aceros de la serie S355, el limite elástico del acero f_y queda limitado a 355MPa, siempre y cuando no se trate de acero de alta resistencia.
- La esbeltez relativa ($\bar{\lambda}$) del pilar mixto debe ser menor de 2.0:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} \leq 2$$

Donde:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{L^2}$$

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

Siendo:

A_c	Área de sección que encierra el tubo exterior
A_a	Área de sección transversal del tubo de acero
E_a	Módulo elástico del acero de la sección estructural
E_s	Módulo elástico de la armadura de refuerzo
E_{cm}	Módulo secante del hormigón
I_a	Momento de inercia de la sección del acero
I_c	Momento de inercia de la sección no fisurada del hormigón
I_s	Momento de inercia de la sección de la armadura

K_s	Factor de corrección por fisuración del hormigón, que se puede tomar 0.6
L	Longitud del tubo
N_{cr}	Carga crítica elástica de pandeo
$N_{pl,Rd}$	Resistencia plástica de la sección
$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión de la sección respecto del eje perpendicular al plano considerado
f_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_{ck}	Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días
f_y	Límite elástico del acero del tubo exterior
γ_i	Coefficientes parciales de seguridad

- En cuanto al pandeo, para secciones parcialmente embebidas y secciones confinadas rellenas de hormigón (imagen 4.1 e imagen 4.2), la presencia del hormigón retrasa el pandeo local de las piezas de acero siempre y cuando la unión acero-hormigón se haya hecho correctamente. Para asegurar que esta interacción sea lo más adecuada posible, el EC4 limita la esbeltez de los elementos de acero, los cuales deben cumplir las siguientes condiciones:

- Para secciones huecas circulares:

$$\frac{D}{t} \leq 90 \cdot \epsilon^2$$

- Para secciones huecas rectangulares:

$$\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \epsilon$$

- Para secciones H parcialmente embebidas:

$$\frac{D}{t_f} \leq 52 \cdot \epsilon$$

Donde:

D Diámetro del tubo circular. Anchura del tubo cuadrado/rectangular

t Espesor del tubo

t_f Espesor de la pared de secciones H

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ Deformación. Donde f_y es el límite elástico del acero del tubo exterior

- Para secciones embebidas en hormigón, el área de la armadura de refuerzo (c_i) debe ser al menos 0.3% del área del hormigón en la sección transversal. Además, según la notación de la *imagen 4.1*, el recubrimiento debe cumplir los siguientes límites:

- En la dirección y:

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 \cdot b_c$$

- En la dirección z:

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0.4 \cdot h_c$$

4.4. RESISTENCIA AXIL DE LA SECCIÓN

Se define como resistencia a compresión axil de la sección transversal de un pilar mixto como la suma de las resistencias plásticas de compresión de cada uno de sus elementos constituyentes.

Para secciones de acero total o parcialmente embebidas en hormigón (*Imagen 4.1*) se define que:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Para secciones huecas rellenas de hormigón (CFST) se define que:

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

Donde:

A_s Área de sección trasversal de la armadura de refuerza

f_{sk} Resistencia característica cilíndrica de la armadura de refuerzo a 28 días

Este 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 la sección hueca circular rellena de hormigón, se produce un incremento adicional en la resistencia a compresión provocada por el confinamiento que produce la sección del acero. Este efecto solo tiene lugar si el perfil hueco de acero es lo suficientemente rígido como para evitar la expansión lateral del hormigón bajo la carga axial de compresión. Esta resistencia suplementaria del hormigón puede utilizarse en el cálculo cuando:

$$\bar{\lambda} < 0.5 \text{ y } M_{max,sd} < 0.1 \cdot N_{sd} \cdot D$$

Donde:

$M_{max,sd}$ Mayor momento flector calculado usando teoría de primer orden

N_{sd} Esfuerzo de compresión de cálculo

4.5. RESISTENCIA A PANDEO DE UNA PIEZA

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

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

El valor de χ representa el factor de reducción de la resistencia en el plano de pandeo considerado. Es un valor que varía en función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ y de la curva de pandeo apropiada.

Estas curvas de pandeo aplicables a los pilares mixtos se presentan en la siguiente *tabla 4.1*:

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 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

Tabla 4.1. Curvas de pandeo e imperfecciones de las piezas.

El valor del factor de reducción de resistencia χ se calcula mediante la expresión:

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

Donde:

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Siendo:

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

Para los perfiles de tipo CFST, el valor del parámetro α es de 0.21, como bien se indica en la *tabla 4.1*.

Cuando se consideran pilares esbeltos bajo carga axil y momento, resulta apropiado utilizar los valores de imperfecciones dados en la tabla para calcular un flector de primer orden adicional causado por esa excentricidad de la carga axil.

4.6. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL SOMETIDA A AXIL Y FLEXIÓN

Es necesario satisfacer los requisitos de resistencia en cada uno de los planos principales, teniendo en cuenta el diagrama de momentos flectores, la esbeltez y la resistencia a flexión en el plano considerado.

Tal y como se puede ver en la *imagen 4.3*, la resistencia de la sección transversal de un pilar mixto sometido a un esfuerzo de compresión axil y momento flector en un solo plano, viene dada por una curva de interacción momento y axil *M-N*:

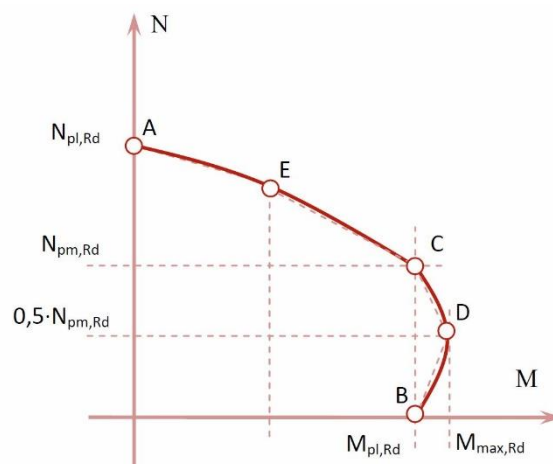


Imagen 4.3. Curva de interacción *M-N* en un solo plano.

El punto D de la curva de la *imagen 4.3* se corresponde con el máximo momento resistente $M_{max,Rd}$ que puede alcanzar la sección. Este momento máximo es mayor que $M_{pl,Rd}$ debido a que el esfuerzo de compresión axial impide la fisuración por tracción en el hormigón, aumentando así la resistencia a flexión.

Esta curva de interacción se obtiene considerando diferentes posiciones del eje neutro plástico en el plano principal considerado. Los valores de resistencia axial y de momentos se obtienen de las distribuciones de tensiones y de las ecuaciones de equilibrio de sumatorio de axiles y sumatorio de momentos igualados a cero.

A continuación, se muestra en la *imagen 4.4*, el procedimiento de toma de datos para el caso de un pilar mixto de sección embebida en hormigón para cuatro posiciones del eje neutro plástico, que se corresponden con los puntos A, B, C y D de la *imagen 4.3*:

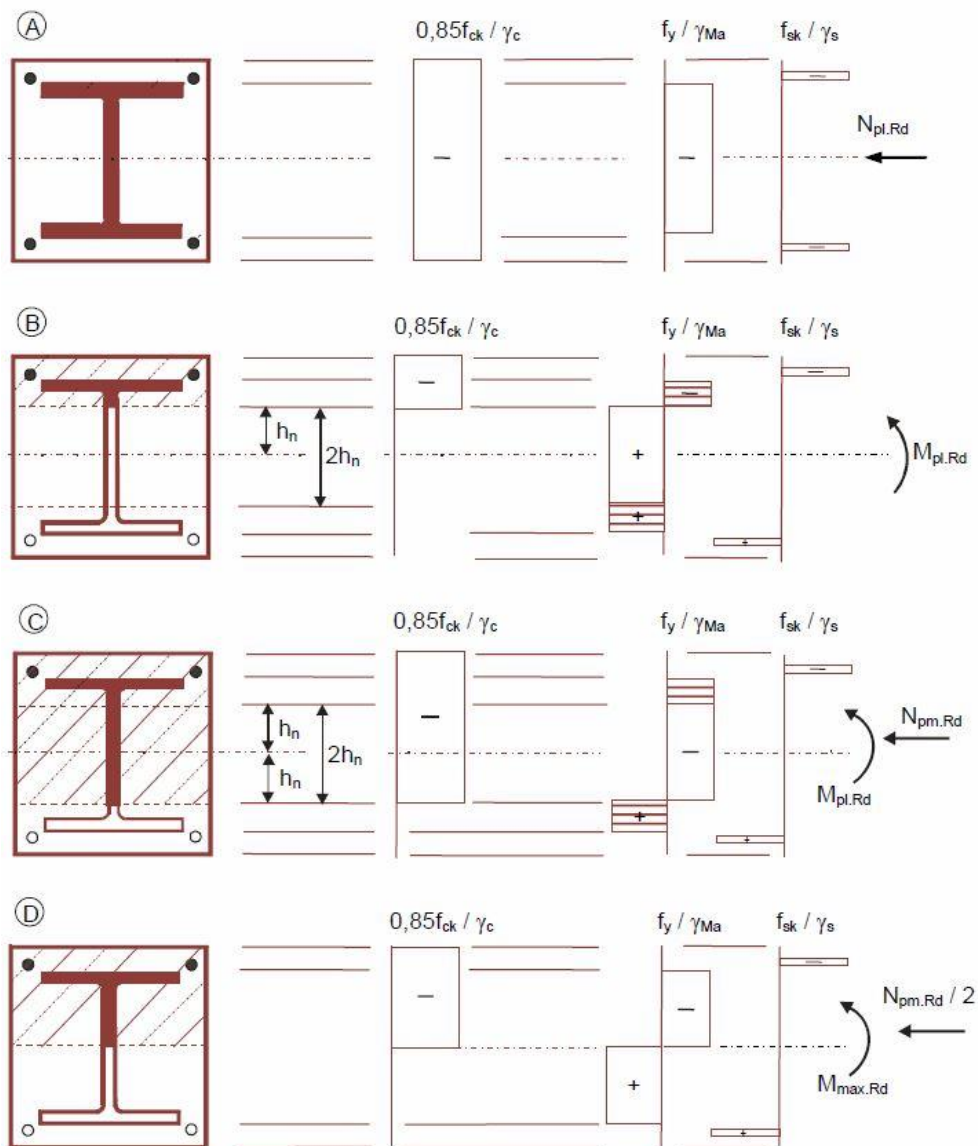


Imagen 4.4. Bloque de tensiones en diferentes puntos de la curva de interacción.

En el punto A, se tiene que el pilar actúa únicamente a compresión axil, siendo:

$$N_A = N_{pl,Rd}$$

$$M_A = 0$$

En el punto B, se tiene que el pilar actúa únicamente a flexión simple en el plano dado:

$$N_B = 0$$

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

En el punto C, se tiene la misma resistencia a flexión que en el punto B, pero con un esfuerzo de compresión de valor no nulo:

- Sección embebida en hormigón:

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_C \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- Sección hueca rellena de hormigón:

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_C \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

El aumento de la resistencia del hormigón de $0.85 \cdot f_{ck}$ a f_{ck} en la sección hueca rellena de hormigón se debe al efecto del confinamiento. En el caso de la sección hueca circular rellena de hormigón, se produce un incremento adicional en la resistencia compresión provocada por el confinamiento que produce la sección del acero.

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

En el punto D, se tiene el momento resistente máximo:

- Sección embebida en hormigón:

$$N_D = \frac{1}{2} \cdot N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} \cdot A_C \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- Sección hueca rellena de hormigón:

$$N_D = \frac{1}{2} \cdot N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} \cdot A_C \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

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

Donde:

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

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

W_{pc} Módulo resistente plástico del hormigón

Por último, el punto E, que se encuentra en el punto medio entre los puntos A y C, debido a que su valor es muy similar al valor teórico proporcionado por la interpolación lineal entre los puntos A y C, puede omitirse su cálculo.

4.7. MOMENTOS FLECTORES DE SEGUNDO ORDEN

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

Por el contrario, si se cumple en un pilar que $\frac{N_{sd}}{N_{cr}} \leq 0.1$ o si $\bar{\lambda} < 0.2 \cdot (2 - r)$, donde r es la relación de los momentos extremos aplicados sobre los extremos del pilar $-1 \leq r \leq 1$, los efectos de segundo orden pueden ser ignorados en la comprobación de pilares aislados.

Si el pilar forma parte de un pórtico intraslacional, estos efectos de segundo orden sobre el pilar pueden tomarse en consideración de forma aproximada, aplicando un factor de amplificación k al momento flector máximo de primer orden M_{sd} .

Este factor de amplificación k viene dado por:

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

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \geq 1$$

Donde:

- Para un pilar sometido a momentos en sus extremos:

$$\beta = 0.66 + 0.44 \cdot r$$

- Cuando la flexión es debida a carga lateral sobre el pilar:

$$\beta = 1$$

En los casos en los que se tenga simultáneamente carga axial y momentos en los extremos, el valor β no será menor que 1 a no ser que se calcule mediante un método más exacto.

El momento de primer orden M_2 se obtiene de las ecuaciones de equilibrio igualadas a cero (*Imagen 4.5*), siendo siempre $|M_2| \geq |M_1|$:

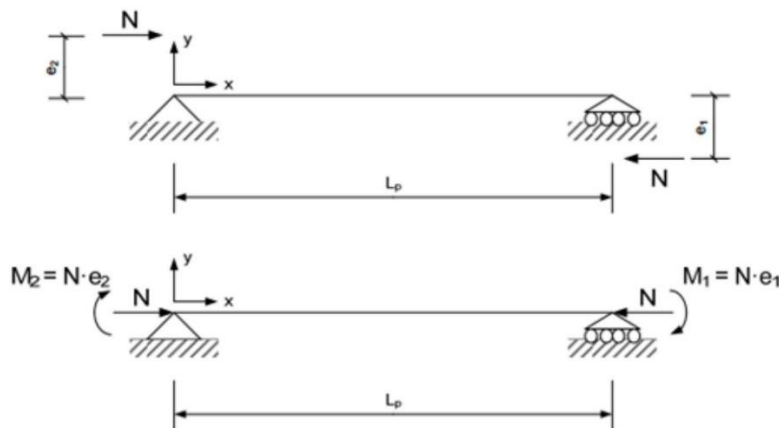


Imagen 4.5. Pilar sometido a cargas excéntricas.

4.8. INFLUENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE

Por simplicidad, se permite asumir que el esfuerzo cortante transversal de cálculo V_{sd} es soportado en su totalidad por la sección de acero. También es posible distribuirlo entre la sección de acero la de hormigón, en este caso, la parte del esfuerzo cortante soportado por el hormigón se obtiene mediante el procedimiento dado en el Eurocódigo 2, "Proyecto de estructuras de hormigón".

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

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

$$V_{pl,a,sd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Siendo:

A_v Área tensionada por cortante de la sección de acero

4.9. RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A AXIL Y FLECTOR EN UN PLANO

A continuación, en la *imagen 4.6*, se muestra la versión normalizada del diagrama de interacción para la resistencia de las secciones transversales de la *imagen 4.3*. Esta versión normalizada representa gráficamente la resistencia de una pieza sometida a carga axil y momento flector en un plano.

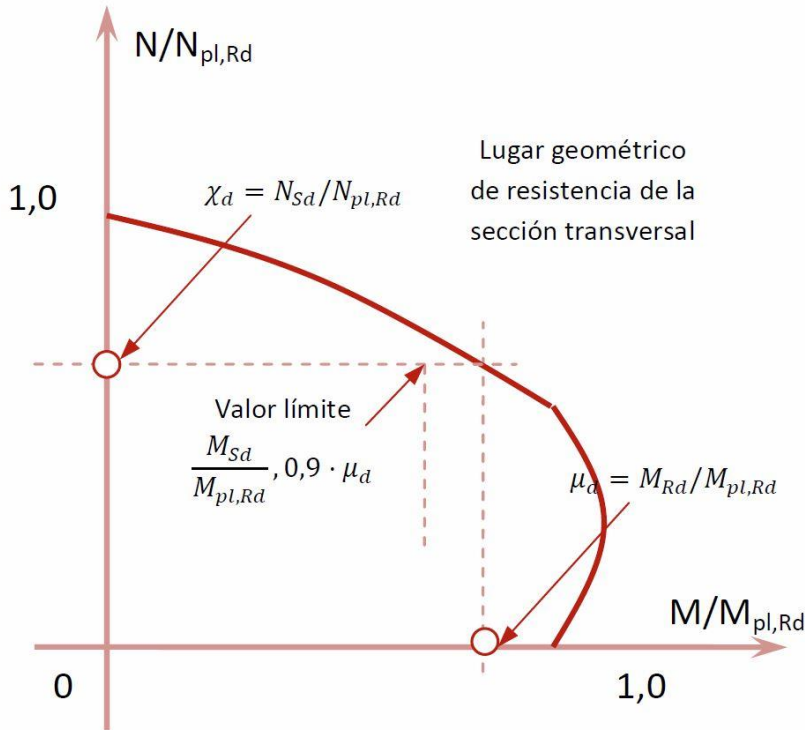


Imagen 4.6. Resistencia a compresión axil y flector en un solo plano.

Para un axil de compresión de cálculo N_{sd} , la resistencia plástica de la sección M_{rd} , que es una proporción μ_d de la resistencia plástica completa $M_{pl,rd}$, se obtiene mediante esta curva de interacción.

El momento de cálculo M_{sd} es el momento máximo que se produce a lo largo de la longitud del pilar, incluyendo cualquier incremento que se produzca por imperfecciones del pilar y la amplificación de los momentos totales de primer orden debidos al efecto de segundo orden.

Un pilar mixto presenta suficiente resistencia si, bajo un esfuerzo axil N_{sd} dado, se cumple que:

$$M_{sd} \leq 0.9 \cdot \mu_d \cdot M_{pl,Rd}$$

El factor 0.9 (factor α que vara según el acero empleado) reduce un 10% la resistencia indicada y compensa simplificaciones implícitas en el método de cálculo, como por ejemplo la no consideración en la curva de interacción de los límites en las deformaciones del hormigón. Por ello, los momentos flectores, incluyendo los efectos de segundo orden, se calculan utilizando la rigidez a

flexión eficaz $(EI)_{eff}$ obtenida teniendo en cuenta el área completa de la sección transversal del hormigón.

Los valores de μ_d tomados del diagrama de interacción de la *imagen 4.6*, pueden valer como máximo 1 en el punto D, donde un cierto nivel del axil aumenta la capacidad del momento de la sección.

En la práctica, los valores de μ_d por encima de 1 no deben utilizarse a no ser que el momento M_{sd} sea directamente causado por el esfuerzo axil N_{sd} , actuando a una excentricidad fija sobre un pilar estáticamente determinado.

4.10. RESISTENCIA DE LA PIEZA SOMETIDA A AXIL Y FLECTOR EN DOS PLANOS

Cuando un pilar es sometido a compresión axil junto con flexión en dos planos, es preciso, en primer lugar, conocer su resistencia a compresión y flexión uniaxial individualmente para cada plano seleccionado. Además, en segundo lugar, es necesario verificar su comportamiento a flexión uniaxial.

Es preciso tener en cuenta las imperfecciones en el plano en el que resulte más probable el fallo. Las imperfecciones del otro plano restante pueden ser despreciables.

Esto se representa mediante dos condiciones que se deben cumplir simultáneamente:

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} * M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{My}$$

$$\frac{M_{z,Sd}}{\mu_{dz} * M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{Mz}$$

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

En la *imagen 4.7*, se representa el lugar geométrico de resistencia a flexión biaxial en una sección de un pilar sometido a una fuerza axil N_{sd} y flexión.

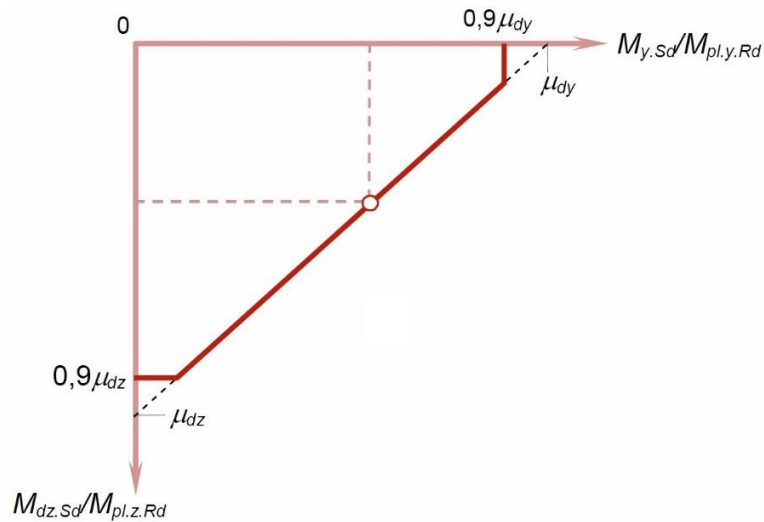


Imagen 4.7. Resistencia de la sección sometida a compresión y flexión en dos planos.

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

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} * M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_{dz} * M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

Estas tres condiciones definen el lugar geométrico de resistencia última en términos de los momentos de cálculo ortogonales para el valor del esfuerzo de compresión axial de cálculo N_{sd} de la imagen 4.7.

Capítulo 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

EN ESTE CAPÍTULO, SE EXPONE TODO EL PROGRAMA EXPERIMENTAL REALIZADO, EN EL QUE SE PLASMA DETALLADAMENTE LA REALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE TODOS LOS ENSAYOS DEL PROYECTO.

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el programa experimental realizado que tiene como objetivo analizar la respuesta mecánica de las columnas mixtas de doble piel rellenos de hormigón convencional, hormigón de alta resistencia o agua, a base de perfiles tubulares de acero (CFDSST), de secciones geométricas cuadradas y circulares, sometidos a compresión y a diferentes grados de excentricidad.

Los pilares seleccionados, como se indicará más adelante, poseen la misma longitud. Además, la fabricación de los mismos se ha realizado tal que todos ellos posean el mismo valor de área seccional de acero, es decir, todos ellos están fabricados con la misma cantidad de acero, pero con diferentes geometrías, y por tanto, con el mismo coste de fabricación de acero. Partiendo de este dato, el proyecto a realizar tiene como objetivo encontrar el pilar óptimo que para un mismo coste de acero ofrezca las mejores características resistentes.

5.2. PARÁMETROS DEL EXPERIMENTO

Ante la acción de una misma carga, la respuesta de diferentes pilares será diferente debido a las diferencias existentes en sus características, tales como la geometría, el tipo de hormigón y de acero o el punto de aplicación de la carga.

Por ello, es necesario definir una serie de parámetros que ofrezcan la suficiente información de los diferentes pilares y den la capacidad de poder compararlos entre sí para poder llegar a la parametrización del pilar óptimo. A continuación, se muestra un listado de las variables que se han seleccionado para parametrizar los resultados de los pilares mixtos ensayados:

- Longitud del pilar
- Materiales empleados
- Geometría del pilar
- Excentricidad de la carga aplicada

5.2.1. Longitud del pilar

En este proyecto, todos los pilares que se han ensayado presentan una longitud de 300mm.

Esta elección de pilares cortos frente a pilares de longitud más larga se debe mayoritariamente a la facilidad en el traslado de los pilares y a la adaptabilidad del pilar a la máquina de ensayos presente en el laboratorio.

Además, el uso de pilares cortos también permite un ahorro en el coste de materiales y una mayor fiabilidad en los ensayos, pues para una misma amasada de hormigón se pueden obtener un mayor número de pilares cortos aumentando así el número de ensayos y por tanto la fiabilidad de los resultados.

5.2.2. Materiales empleados.

5.2.2.1. Hormigón

En este proyecto se utiliza tanto hormigón de 30 MPa como hormigón de 90 MPa para poder analizar la influencia de este material en los pilares mixtos y como afecta al comportamiento final del pilar.

Cabe destacar que en el Eurocódigo 4 (EC4), la resistencia máxima permitida en los pilares debe ser igual o menor a 60 MPa. Por ello, el empleo de hormigón de 90 MPa permitirá obtener datos que no se contemplan en la norma y poder compararlos con el EC4.

5.2.2.2. Acero

En este proyecto se utilizan aceros de tanto de 275 MPa como de 355 MPa para así poder comparar y analizar la influencia de este material en el comportamiento del pilar.

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

En este caso, se han utilizado aceros siempre por debajo del límite máximo que permite el Eurocódigo 4 de 460 MPa.

5.2.3. Geometría del pilar

En cuanto a la geometría del pilar, se han empleado diferentes secciones geométricas y de diferentes dimensiones y espesores para ver la influencia de esta variable en la respuesta final del pilar.

En total, se han empleado las siguientes geometrías con sus abreviaturas:

- Cuadrada, *square* (S)
- Rectangular, *rectangular* (R)
- Circular, *circular* (C)
- Ovalado, *oval* (ov)

Como bien se comentó en el apartado 4.3. *Métodos de cálculo simplificado* de este mismo trabajo, el parámetro $\frac{D}{t}$ es un parámetro realmente importante ya que nos define si un pilar es apto o no para su uso, pues de él depende el fallo por inestabilidad y pandeo local en las paredes de los perfiles tubulares.

Mas adelante, se hará uso de este parámetro para comprobar si los pilares ensayados cumplen o no con la normativa EC4.

5.2.4. Excentricidad de la carga aplicada

Se han seleccionado diferentes grados de excentricidad para estudiar el comportamiento de esta variable en los pilares mixtos.

Los grados de excentricidad empleados son los siguientes:

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

El ratio de excentricidades es siempre igual a 1, de modo que se aplica la misma excentricidad en ambos extremos del pilar.

5.3. PREPARACIÓN DE LOS PILARES

Tanto la preparación de los pilares del proyecto como los ensayos posteriores para la toma de datos se han realizado en el laboratorio de Estructuras de la universidad Jaume I, Castellón.

A continuación, se muestran en detalle todos los pasos establecidos para la preparación final de los pilares:

5.3.1. Hormigón

La preparación del hormigón se ha realizado en el propio taller. Para ello, se han utilizado las siguientes materias primas y sus proporciones:

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

Tabla 5.1. Materiales y proporciones del hormigón.

Como se puede observar en la *tabla 5.1*, el hormigón de 90 MPa posee dos productos más que el hormigón de 30 MPa, el humo de sílice y el fluidificante. Estos dos productos añaden ciertas propiedades al hormigón, que lo mejoran y lo convierten en un hormigón de alta resistencia.

El humo de sílice, debido al su pequeño tamaño de grano, rellena las zonas interiores del bloque de hormigón a las que ni el cemento, ni la arena, ni la grava pueden llegar, de modo que el hormigón es más compacto y por tanto más tenaz. Por otro lado, el fluidificante, al ser un material más viscoso que el agua, hace

posible que el amasado se produzca con menor cantidad de agua y por tanto el hormigón posea más resistencia.

El proceso que se ha llevado a cabo para la elaboración del hormigón es el siguiente:

- En primer lugar, se procede al pesado de las materias primas empleadas, llegando a las cantidades indicadas en la *tabla 5.1*. En la *imagen 5.1*, se puede observar la materia prima ya pesada y lista para su amasado.
- Una vez realizadas las proporciones, se procede al amasado. En primer lugar, se deposita la arena en la amasadora. Seguidamente, se vierte la gravilla y se pone en marcha la rotación de la máquina hasta que queda bien mezclado.
- Una vez ambos productos han quedado bien mezclados, se deposita el cemento. En este momento, en caso de tratarse de hormigón de 90 MPa también se depositaría el humo de sílice. Una vez realizado este paso se vuelve a activar la amasadora para su mezclado.
- Una vez mezclado y mientras la amasadora permanece en rotación, se vierte de manera lenta y constante el agua hasta llegar al amasado total. En caso de tratarse de hormigón de 90 MPa, antes de verter el agua a la amasadora se debe mezclar el humo de sílice con la propia agua.



Imagen 5.1. Materia prima empleada.

Una vez preparado el hormigón, se debe comprobar la calidad del este. Para ello, mediante el uso de unos moldes cúbicos de 100 mm x 100 mm x 100 mm

(imagen 5.2), se realizan una serie de probetas con el hormigón recién preparado.



Imagen 5.2. Probetas cúbicas 100mmx100mmx100mm.

Estos pilares de hormigón se dejan reposar 28 días en una cámara de humedad a 20°C para que adquieran consistencia y alcancen sus características resistentes idóneas. En este momento, el pilar de hormigón está listo para ser sometido a compresión. Este ensayo se realiza con la ayuda de una máquina de la marca Iberest, la cual se introducirá en apartados posteriores. A partir de los datos recogidos por la máquina, se realiza una comparación con los datos teóricos marcados y se comprueba si el hormigón es apto o no. En caso de no serlo, se debe restablecer o modificar la dosificación marcada. Por el contrario, si el hormigón preparado es apto, La dosificación empleada esta lista para la elaboración del hormigón de los pilares CFST y CFDSST.

5.3.2. Acero

Los tubos de acero estructural empleados son fabricados a partir de chapa laminada en caliente y conformados en frío para dar forma al tubo. Finalmente, se realiza una soldadura eléctrica longitudinal para unir la sección doblada.

En el proceso de conformado en frío, el material de acero se ve inevitablemente alterado en cuanto a sus propiedades mecánicas. Debido al alargamiento ejercido, tanto el límite elástico como el módulo de Young se ven incrementados. Por otro lado, en el proceso de soldadura se introducen una serie de tensiones residuales en la zona ZAT o zona afectada térmicamente. Estas tensiones pueden ser las causantes de los primeros signos de fallo a la hora de la compresión.



Imagen 5.3. Tubos de acero de 6 metros.

Los tubos de acero de 6 metros, imagen 5.3, se cortan con una tronadora y se hace uso de lubricación para evitar el exceso de calentamiento en la zona cortada y evitar que se produzca por tanto una variación en las propiedades mecánicas del material.

Para conseguir un corte perpendicular, se procede a la nivelación de la tronadora, de modo que las tolerancias sean lo más pequeñas posibles y se eviten así defectos o alguna imperfección que cause problemas a la hora de ensayar el pilar en el pórtico.

En la *imagen 5.4*, se pueden observar el resultado final del proceso de tronzado, consiguiendo así pilares con la longitud deseada.



Imagen 5.4. Tubos de acero tronzados.

5.3.3. Rellenado de los pilares

Una vez se tienen los tubos de acero tronzados, se procede a la selección de los tubos que serán rellenos con el mismo hormigón. Una vez seleccionados y previo al hormigonado, se colocan los tubos sobre una placa de acero nivelada y se unen por presión mediante una correa de sujeción para evitar deslizamientos y reducir el espacio entre tubos para desperdiciar la menor cantidad de hormigón posible.

En caso de tratarse de pilares CFDSST, debido a la necesidad de asegurar la concentricidad entre los tubos interior y exterior, en la parte superior se sitúa una barra fija que evita que los tubos se desplacen y se desnivelen cuando se seque el hormigón.

Una vez preparados los tubos de acero, se procede al hormigonado y al relleno de los mismos. En caso de ser necesario, se puede hacer uso de un vibrador de aguja para permitir la liberación de burbujas de aire y ayudar al completo y homogéneo relleno. Seguidamente, se elimina el exceso de hormigón en la parte superior mediante una llana y conservar así la superficie lo más plana y lisa posible.

Una vez rellenos, como se observa en la *imagen 5.5*, se tapan las probetas mediante un plástico para evitar el contacto con el aire y evitar así variaciones en la humedad del hormigón. En este momento, el proceso de preparación de los pilares está completado. A continuación, se debe dejar reposar a los pilares durante 28 días para que adquieran consistencia y alcancen las características resistentes idóneas.



Imagen 5.5. Plástico empleado para evitar variaciones en la humedad.

5.4. BANCO DE ENSAYOS

Para realizar los ensayos de las probetas y la posterior toma de datos se dispone en el laboratorio de Estructuras de la universidad Jaume I de dos máquinas o pórticos de diferente potencia para ejercer la fuerza necesaria para ensayar los pilares, además, estas máquinas llevan asignadas diferentes softwares a partir de los cuales se realiza la toma de datos.

A continuación, se muestra detalladamente el uso de cada pórtico y algunas de sus características:

5.4.1. Pórtico vertical

El pórtico vertical es una máquina de la marca Iberest mediante la cual se han ensayado las probetas de hormigón de 100mm x 100mm x 100mm fabricadas inicialmente para definir la calidad del propio hormigón.



Imagen 5.6. Pórtico vertical.

Como se puede ver en la *imagen 5.6*, esta máquina está compuesta por un pistón vertical capaz de aplicar una fuerza de 3000 kN la cual comprime la probeta hasta su rotura y simultáneamente recoge el esfuerzo instantáneo y máximo que soporta la propia probeta mediante el software añadido. El pistón está situado en la parte inferior, sobre el cual se deposita la probeta y ejerce presión hacia arriba comprimiéndola contra una cabeza superior fija. La base del pistón posee cierto grado de libertad de movimiento para acoplarse correctamente a la base de la probeta en caso de que esta no sea completamente paralela a su parte superior y así poder ejercer la misma presión en todos los puntos. Además, como se puede ver en la *imagen 5.7*, sobre la base del pistón existen diferentes marcas para poder delimitar la correcta posición de la probeta.

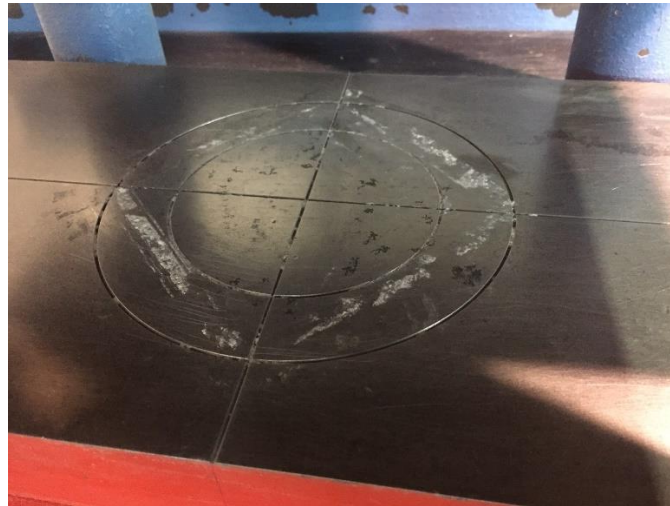


Imagen 5.7. Base del pórtico vertical.

En el momento de la compresión, el pistón ejerce una fuerza que aumenta de forma constante hasta que la probeta rompe. Una vez la probeta ha roto, el pistón se detiene y mediante el software se sitúa en su posición inicial. La máquina posee una pantalla de seguridad transparente para evitar el salto de pequeños trozos de hormigón, en caso de tratarse de hormigón de 90 MPa, debido a que su rotura se produce de forma más violenta, la propia probeta posee una cinta de goma a su alrededor para disminuir la fuerza de las virutas en el momento de la rotura. Una vez finalizado el ensayo y el pistón ha vuelto a su posición inicial, se retira la pantalla de protección y se procede a la limpieza y retirado de las piezas de hormigón rotas para realizar el siguiente ensayo.

5.4.1.1. Software pórtico vertical

En cuanto al software empleado en este pórtico, se trata de un sistema de control que posee una célula de carga que mide la fuerza ejercida por el pistón de modo que la información recogida es transformada en el sistema de control, plasmando por pantalla la fuerza máxima sufrida por el pilar en el momento, tal y como se puede ver en la imagen 5.8.

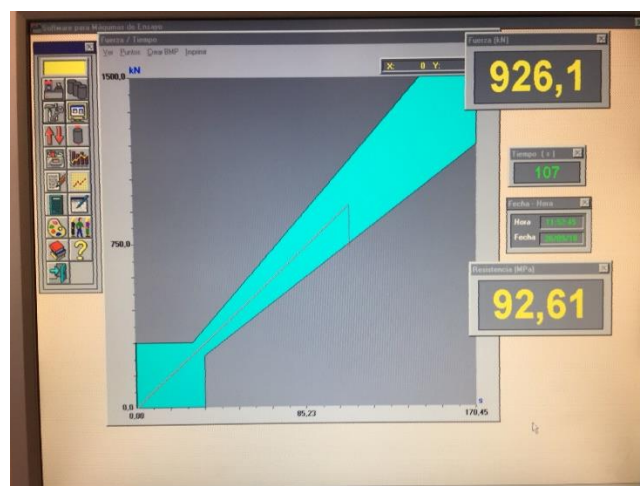


Imagen 5.8. Sistema de control pórtico vertical.

5.4.2. Pórtico horizontal

El pórtico horizontal es una máquina de la marca Iberest de mayor tamaño y de mayor potencia que la anterior. La capacidad de su actuador hidráulico es de 5000 kN y es posible ensayar pilares de hasta 4.5 metros de longitud.

La altura del propio laboratorio imposibilitaba el diseño del pórtico de forma vertical, debido a esto, el diseño del pórtico en horizontal necesitaba de la inclusión de una serie de elementos que soportasen el peso propio de los apoyos, del pilar y del actuador de forma que el ensayo de los pilares no se viera alterado por tensiones externas. Además, estos elementos también evitan la aparición de esfuerzos cortantes y la torsión en la maquina debido al peso propio.

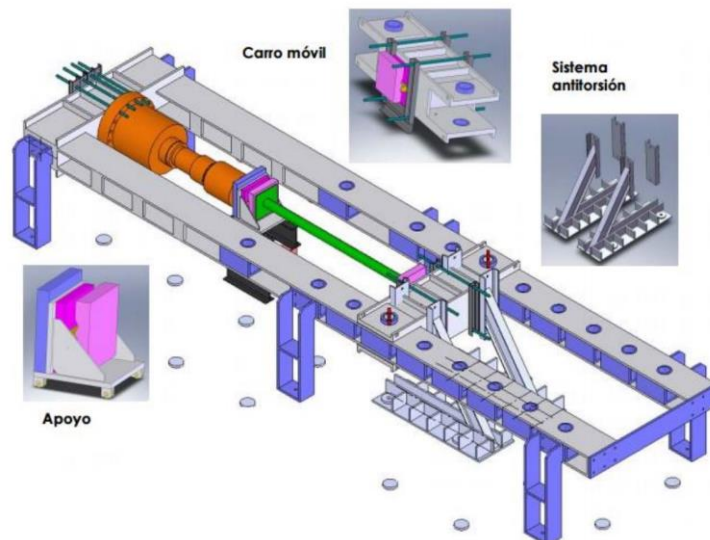


Imagen 5.9. Pórtico horizontal.

Como se puede ver en la *imagen 5.9*, sobre el pistón que ejerce la fuerza se sitúa un apoyo, sobre el que se apoyara el pilar a ensayar. Al otro lado del pilar a ensayar se sitúa el carro móvil, este elemento puede moverse adelante y atrás para permitir en ensayo de pilares de diferente longitud, hasta un máximo de 4.5 metros. Sobre el carro móvil se sitúa el sistema anti torsión, este permite el

bloqueo del carro móvil evitando movimientos que puedan interferir y perjudicar en el ensayo.

Como se puede ver en a *imagen 5.10*, tanto en el apoyo como en el carro móvil, se añade un mecanismo formado por dos manivelas, dos husillos y dos tuercas que sostienen una base sobre la que se apoya el pilar a ensayar. Es necesario equilibrar ambos mecanismos para que ambas bases estén a la misma altura y el pilar quede completamente horizontal, de modo que el pistón pueda ejercer su fuerza sobre la base del pilar de forma uniforme y el ensayo se pueda realizar correctamente.



Imagen 5.10. Mecanismo de apoyo.

5.4.2.1. *Excentricidad*

El grado de excentricidad aplicada al pilar puede ser modificado haciendo uso de los mecanismos manivela-tuerca explicados anteriormente. Subiendo o bajando la base en la que se apoya el pilar, se puede variar la altura de este, de modo que, si se sitúa el centro del pilar alineado con el centro del pistón, la excentricidad aplicada es 0, variando esta altura relativa entre el pistón y pilar se puede conseguir un mayor o menor grado de excentricidad.



Imagen 5.11. Grados de excentricidad.

Para poder tener un control sobre el grado de excentricidad deseado, como se puede observar en la *imagen 5.11*, sobre las placas metálicas del carro móvil y del apoyo existen unas marcas que indican la altura a la que se tiene que situar el pilar para cada excentricidad, de modo que, basándonos en esta imagen, empezando de abajo a arriba:

- La marca 1 se corresponde con la excentricidad 0 mm.
- La marca 2 se corresponde con la excentricidad 5 mm.
- La marca 3 se corresponde con la excentricidad 10 mm.
- La marca 4 se corresponde con la excentricidad 20 mm.
- La marca 5 se corresponde con la excentricidad 25 mm.
- La marca 6 se corresponde con la excentricidad 50 mm.

Además de estas marcas, también es necesario realizar un marcado en los pilares mixtos para su correcto posicionamiento y asegurar la excentricidad. Cada pilar posee un total de 8 marcas, 4 en el centro de cara arista de las caras a comprimir. En caso de ser un pilar circular u ovalado, las marcas tienen una separación de 90°.

Este marcado se realiza a partir de unos planos a escala 1:1 propios de cada pilar y geometría, tal y como se puede ver en la *imagen 5.12*.



Imagen 5.12. Marcado de los pilares a ensayar.

5.4.2.2. Software pórtico horizontal

En cuanto al software empleado en este pórtico, se trata de un sistema de control que posee una célula de carga que mide la fuerza ejercida por el pistón y un captador de desplazamiento que mide el desplazamiento del propio actuador.

Estos dos datos son enviados al software, de modo que se controla al instante tanto el avance del pistón como la fuerza ejercida. Además, simultáneamente el

programa crea una gráfica que simula la fuerza axial en función del desplazamiento axial, como se puede observar en la *imagen 5.13*.

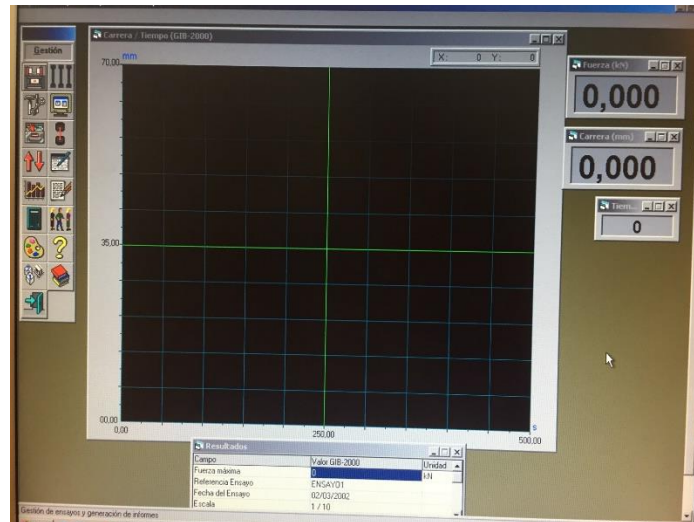


Imagen 5.13. (Captura) Sistema de control pórtico horizontal.

El sistema de control mantiene la velocidad del pistón constante. Para poder mantener esta velocidad constante, el sistema de control sincroniza aumentando o disminuyendo la fuerza del pistón en función de la variación del desplazamiento. La exactitud de este proceso varía según la frecuencia de muestreo escogida, en este caso la frecuencia de muestreo tiene un valor de 50 Hz.

Como se puede observar, a diferencia del pórtico vertical que únicamente recogía los datos de la fuerza máxima ejercida, este sistema de control capta tanto la máxima fuerza instantánea como el desplazamiento instantáneo y además realiza una gráfica fuerza-desplazamiento. Esto se debe a que en el pórtico vertical únicamente interesa la fuerza que la probeta del hormigón es capaz de soportar para deducir si es un hormigón de calidad o no, y en cambio en el pórtico horizontal se desea conocer con mayor exactitud que le ocurre al pilar para poder compararlo con otros pilares y llegar al pilar óptimo.

5.5. PROCESO DURANTE EL ENSAYO DE LOS PILARES

En primer lugar, se procede a situar correctamente el pilar en la posición de ensayo, siempre teniendo en cuenta la variación de altura del pilar respecto al centro del pistón de accionamiento para controlar el grado de excentricidad deseado, tal y como se indica en el apartado 5.6.2.1. *Excentricidad*. Para asegurar que las caras de compresión del pilar estén en la posición correcta, se hace uso de un láser de precisión.

Una vez se ha conseguido el grado de excentricidad deseado, se comprueba que el pilar está completamente horizontal y perpendicular al pistón para asegurar una presión homogénea, evitar la aparición de tensiones y excentricidades no deseadas y para asegurar la correcta toma de datos.

Una vez realizado los ajustes mecánicos, se procede al control mediante el sistema de toma de datos. Para ello, se conecta toda la instrumentación del sistema de control Iberest.

El primer paso consiste en calibrar todos los instrumentos de medida y comprobar que los parámetros configurados son los correctos. Para ello, estos parámetros permanecen en todos los ensayos del laboratorio constantes.

Como se puede observar en la *imagen 5.14*, el sistema de control de Iberest permite controlar desde la pantalla del ordenador la evolución de las variables de fuerza y desplazamiento, además de la simulación de la gráfica tensión-deformación.



Imagen 5.14. Monitor de control del ensayo.

Una vez iniciado el ensayo desde el monitor, el proceso comenzara hasta que se supere el nivel máximo de resistencia del pilar. Una vez dentro de la rama de descenso, se debe esperar a que descienda la pendiente de la curva un 15 % para detener el proceso.

Finalmente, se guardan los datos del ensayo y se hace retroceder el pistón a la posición inicial para retirar el pilar ensayado.

5.6. IDENTIFICACIÓN DE LOS PILARES ENSAYADOS

A continuación, se muestra la nomenclatura empleada para definir los pilares ensayados.

5.6.1. Secciones cuadradas y rectangulares

$$S/h.b.t_{f_{ck}-f_y-e}(n)$$

Donde, según la *imagen 5.15*:

- S Geometría del pilar, ya sea cuadrado (S) o rectangular (R)
- h Dimensión h del perfil en mm

- b Anchura b del perfil en mm
- t Espesor t del perfil en mm
- f_{ck} Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días en MPa
- f_y Límite elástico del acero del tubo en MPa
- e Excentricidad empleada en mm
- n N° de tubo

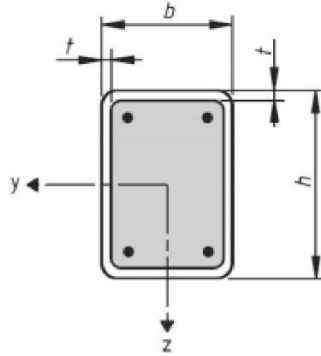


Imagen 5.15. Sección cuadrada o rectangular.

5.6.2. Secciones circulares

$$C/d \cdot t \cdot f_{ck} \cdot f_y \cdot e \cdot (n)$$

Donde:

- C Geometría del pilar circular (C)
- d Diámetro del pilar en mm
- t Espesor t del perfil en mm
- f_{ck} Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días en MPa
- f_y Límite elástico del acero del tubo en MPa
- e Excentricidad empleada en mm
- n N° de tubo

En la *imagen 5.16*, se puede ver una representación del área seccional de un pilar CFST de forma circular y sus diferentes grados de excentricidad:

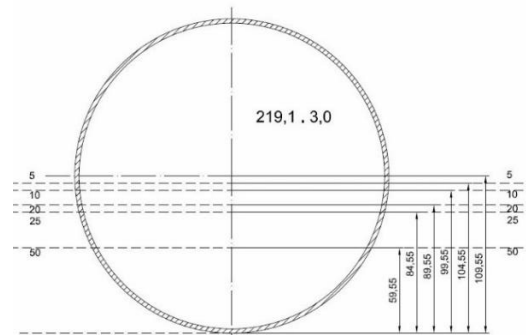


Imagen 5.16. Pilar CFST de sección circular.

5.6.3. Secciones ovaladas

Para el caso de las secciones ovaladas, se considera la sección como si fuera un rectángulo, despreciando los círculos en los extremos ya que la distancia entre círculos es bastante superior al diámetro de estos. Esta simplificación también se tiene en cuenta para el cálculo del parámetro $\frac{D}{t}$.

$$ov/h \cdot b \cdot t \cdot f_{ck} \cdot f_y \cdot e \cdot (n)$$

Donde:

- ov Geometría del pilar ovalado (ov)
- h Dimensión h del perfil en mm
- b Dimensión b del perfil en mm
- t Espesor t del perfil en mm
- f_{ck} Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días en MPa
- f_y Límite elástico del acero del tubo en MPa
- e Excentricidad empleada en mm
- n N° de tubo

En la *imagen 5.17*, se puede ver una representación del área seccional de un pilar CFST de forma ovalada y sus diferentes grados de excentricidad:

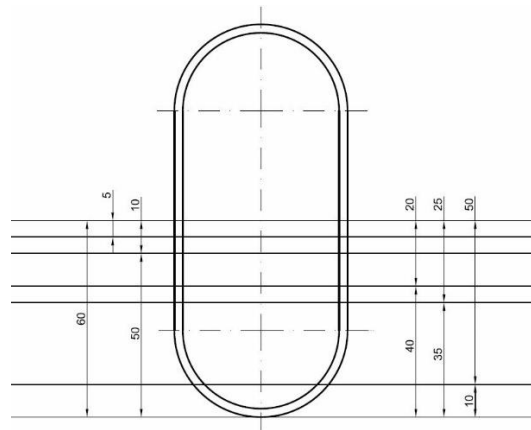


Imagen 5.17. Pilar CFST de sección ovalada.

5.6.4. Pilares CFDSST

Para los pilares CFDSST, se utiliza una nomenclatura especial para poder definir tanto el tubo de acero interior como el exterior.

$$A/H.B.T_a/h.b.t_{f_{ck}-f_{y,o}-f_{y,i}-e}(n)$$

Donde:

- A Geometría pilar exterior, cuadrado(S), rectangular (R), circular (C), ovalado (ov)
- a Geometría pilar interior, cuadrado(S), rectangular (R), circular (C), ovalado (ov)
- H Dimensión H del tubo exterior en mm para secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas. Diámetro del tubo exterior en mm para secciones circulares
- B Dimensión B del tubo exterior en mm para secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas. (Solo en secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas)
- T Espesor exterior del perfil en mm
- h Dimensión h del tubo interior en mm para secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas. Diámetro del tubo interior en mm para secciones circulares
- b Dimensión b del tubo interior en mm para secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas. (Solo en secciones cuadradas, rectangulares y ovaladas)
- t Espesor interior del perfil en mm
- $f_{y,o}$ Límite elástico del acero del tubo exterior en MPa
- $f_{y,i}$ Límite elástico del acero del tubo interior en MPa
- f_{ck} Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días en MPa
- e Excentricidad empleada en mm
- n N° de tubo

En la *imagen 5.18*, se puede ver una representación del área seccional de un pilar CFDSST de geometría interior circular y de geometría exterior cuadrada y sus diferentes grados de excentricidad:

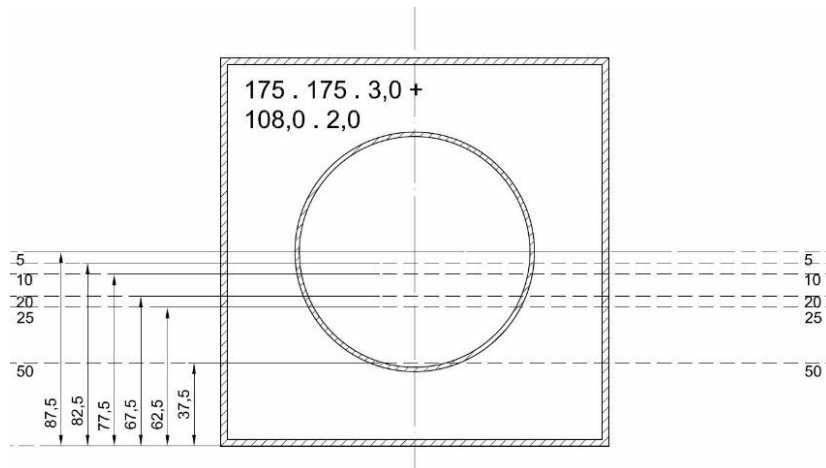


Imagen 5.18. Pilar CFDSST.

5.7. RESUMEN DE LOS PILARES ENSAYADOS

Se han ensayado un total de 110 columnas mixtas. Se pueden diferenciar 3 bloques de pilares.

Como bien se comentó en el apartado 4.3. *Métodos de cálculo simplificado* de este mismo trabajo, el parámetro $\frac{D}{t}$ nos muestra si el pilar cumple con los requisitos de pandeo local marcados por el EC4 o no. A continuación, se muestra la nomenclatura de cada pilar y a su vez se muestra si el pilar cumple o no con el parámetro de pandeo local $\frac{D}{t}$:

- Para secciones huecas circulares:

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

- Para secciones huecas rectangulares:

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

- Para secciones H parcialmente embebidas:

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

Donde:

D Diámetro del tubo circular. Máx(h, b) del tubo cuadrado/rectangular

t Espesor del tubo

t_f Espesor de la pared de secciones H

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ Deformación. Donde f_y es el límite elástico del acero del tubo exterior

En caso de tratarse de secciones huecas ovaladas, se podrá simplificar el cálculo a una sección hueca rectangular, despreciando los círculos en los extremos ya que la distancia entre círculos es bastante superior al diámetro de estos.

5.7.1. Bloque 1 de pilares ensayados

En el primer bloque de pilares mixtos se ensayan 13 pares de pilares CFST diferentes, 26 pilares en total, de forma que 13 de ellos serán rellenados con hormigón de 90 MPa y los otros 13 serán rellenados con hormigón de 30 Mpa. Cada par de pilares está formado por tubos de acero con una geometría distinta, de modo que para cada geometría de tubo de acero se tiene un pilar con hormigón de 30 Mpa y otro con hormigón de 90 Mpa.

Además, existen otros dos pilares que únicamente se han ensayado con hormigón de 30 Mpa, siendo en total 28 los pilares ensayados en este bloque.

Con esta distribución de columnas se consigue determinar qué tipo de geometría de los 15 pilares escogidos es la óptima para el hormigón de 30 Mpa y cuál es la óptima para el hormigón de 90 Mpa.

En las siguientes *tablas* 5.2-5.5 se muestran los pilares seleccionados, sus características y si cumplen o no con los requisitos de pandeo local marcados por el EC4:

➤ Pilares de 30 Mpa:

Nombre	b (mm)	h(mm)	t(mm)	$f_{y,exp}$ (Mpa)	52· ε	d/t	Cumple
S/125.125.4_30_275_00_(121)	125	125	4	345,59	42,880	31,250	Si
S/125.125.3_30_275_00_(119)	125	125	3	296,06	46,328	41,667	Si
S/100.100.4_30_275_00_(13)	100	100	4	358,67	42,091	25,000	Si
R/200.120.3_30_275_00_(86)	200	120	3	300,15	46,012	66,667	No
R/150.100.4_30_275_00_(38)	150	100	4	270,84	48,437	37,500	Si
Nombre	b (mm)	h(mm)	t(mm)	$f_{y,exp}$ (Mpa)	52· ε	d/t	Cumple
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	120	50	2	306,98	45,497	60,000	No

Tabla 5.2. Pilares Bloque 1, 30 MPa (1).

Nombre	d(mm)	t(mm)	f _{y,exp} (Mpa)	90·E ²	d/t	Cumple
C/168,3,2,8_30_275_00_(70)	168,3	2,8	317,8	66,551	60,107	Si
C/160.6_30_275_00_(129)	160	6	446,91	47,325	26,667	Si
C/159.3_30_275_00_(71)	159	3	336,28	62,894	53,000	Si
C/120,2.5_30_275_00_(83)	120	2,5	445,52	47,473	48,000	No
C/108.2_30_275_00_(58)	108	2	473,86	44,633	54,000	No
C/101.6,5_30_275_00_(132)	101,6	5	409,35	51,667	20,320	Si
C/101.6,3_30_275_00_(128)	101,6	3	425,03	49,761	33,867	Si
C/101.6,2_30_275_00_(81)	101,6	2	397,94	53,149	50,800	Si
C/100,3_30_275_00_(131)	100	3	432,82	48,866	33,333	Si

Tabla 5.3. Pilares Bloque 1, 30 MPa (2).

➤ Pilares de 90 Mpa:

Nombre	b (mm)	h(mm)	t(mm)	f _{y,exp} (Mpa)	52·E	d/t	Cumple
S/125.125.4_90_275_00_(121)	125	125	4	345,59	42,880	31,250	Si
S/125.125.3_90_275_00_(119)	125	125	3	296,06	46,328	41,667	Si
R/200.120.3_90_275_00_(86)	200	120	3	300,15	46,012	66,667	No
R/150.100.4_90_275_00_(38)	150	100	4	270,84	48,437	37,500	Si
Nombre	b (mm)	h(mm)	t(mm)	f _{y,exp} (Mpa)	52·E	d/t	Cumple
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	120	50	2	306,98	45,497	60,000	No

Tabla 5.4. Pilares Bloque 1, 90 MPa (1).

Nombre	d(mm)	t(mm)	f _{y,exp} (Mpa)	90·E ²	d/t	Cumple
C/168,3,2,8_90_275_00_(70)	168,3	2,8	317,8	66,551	60,107	Si
C/160.6_90_275_00_(129)	160	6	446,91	47,325	26,667	Si
C/159.3_90_275_00_(71)	159	3	336,28	62,894	53,000	Si
C/120,2.5_90_275_00_(83)	120	2,5	445,52	47,473	48,000	No
C/101.6,5_90_275_00_(132)	101,6	5	409,35	51,667	20,320	Si
C/101.6,3_90_275_00_(128)	101,6	3	425,03	49,761	33,867	Si
C/101.6,2_90_275_00_(81)	101,6	2	397,94	53,149	50,800	Si
C/100,3_90_275_00_(131)	100	3	432,82	48,866	33,333	Si

Tabla 5.5. Pilares Bloque 1, 90 MPa (2).

5.7.2. Bloque 2 de pilares ensayados

En este segundo bloque de pilares se ensayan un total de 24 pilares de tipo CFST, todos ellos de sección circular. De estos 24 pilares, la mitad están formados por tubos circulares de 108mm de diámetro y 2 mm de espesor, y los otros 12 por tubos circulares de acero de 120 mm de diámetro y 2.5 m de espesor. A su vez, estos dos grupos de 12 pilares, se dividen en dos grupos de 6 pilares, de los cuales 6 se rellenan con hormigón de 30MPa y los otros 6 con hormigón de 90 MPa, quedando por tanto 4 grupos de 6 pilares (24 en total). Finalmente, en cada grupo de 6 pilares, se le aplica a cada pilar un grado de excentricidad (6 grados en total), siendo estas excentricidades las explicadas en el apartado 5.2.3. de este mismo trabajo:

- 0 mm
- 5 mm
- 10 mm
- 20 mm

- 25 mm
- 50 mm

Con esta distribución de pilares se puede obtener cómo reaccionan los pilares CFST a un aumento en la excentricidad, tanto si hay un aumento en la geometría del tubo de acero, como si se produce un aumento en la resistencia del bloque de hormigón.

En las siguientes *tablas 5.6-5.9* se muestran los pilares seleccionados, sus características y si cumplen o no con los requisitos de pandeo local marcados por el EC4:

➤ Pilares de 30 MPa:

Nombre	d(mm)	t(mm)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)	90-ε ²	d/t	Cumple
C/108.2_30_355_00	108	2	473,86	34,04	44,633	54	No
C/108.2_30_355_05	108	2	331,08	34,04	63,882	54	Si
C/108.2_30_355_10	108	2	360,24	34,04	58,711	54	Si
C/108.2_30_355_20	108	2	434,82	34,04	48,641	54	No
C/108.2_30_355_25	108	2	439,82	34,04	48,088	54	No
C/108.2_30_355_50	108	2	500,76	34,04	42,236	54	No

Tabla 5.6. Pilares Bloque 2, 30 MPa (1).

Nombre	d(mm)	t(mm)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)	90-ε ²	d/t	Cumple
C/120.2,5_30_275_00	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No
C/120.2,5_30_275_05	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No
C/120.2,5_30_275_10	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No
C/120.2,5_30_275_20	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No
C/120.2,5_30_275_25	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No
C/120.2,5_30_275_50	120	2,5	445,52	41,44	47,473	48	No

Tabla 5.7. Pilares Bloque 2, 30 MPa (2).

➤ Pilares de 90 MPa:

Nombre	d(mm)	t(mm)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)	90-ε ²	d/t	Cumple
C/108.2_90_355_00	108	2	473,86	93,51	44,633	54	No
C/108.2_90_355_05	108	2	331,08	93,51	63,882	54	Si
C/108.2_90_355_10	108	2	360,24	93,51	58,711	54	Si
C/108.2_90_355_20	108	2	438,45	93,51	48,238	54	No
C/108.2_90_355_25	108	2	387,4	93,51	54,595	54	Si
C/108.2_90_355_50	108	2	473,86	93,51	44,633	54	No

Tabla 5.8. Pilares Bloque 2, 90 MPa (1).

Nombre	d(mm)	t(mm)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)	90-ε ²	d/t	Cumple
C/120.2,5_90_275_00	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No
C/120.2,5_90_275_05	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No
C/120.2,5_90_275_10	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No
C/120.2,5_90_275_20	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No
C/120.2,5_90_275_25	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No
C/120.2,5_90_275_50	120	2,5	445,52	94,68	47,473	48	No

Tabla 5.9. Pilares Bloque 2, 90 MPa (2).

5.7.3. Bloque 3 de pilares ensayados

En este tercer bloque de pilares se ensayan un total de 58 pilares de tipo CFDSST, de los cuales 29 son rellenos con hormigón de 30 MPa y la otra mitad con hormigón de 90 MPa.

Al igual que ocurre con los pilares a ensayar del bloque anterior, se tienen las mismas geometrías de tubos de acero tanto para el hormigón de 30 MPa como para el de 90 MPa, de modo que sea posible estudiar qué geometría seccional es la óptima con cada tipo de hormigón.

A su vez, también se realizan ensayos con excentricidad, siendo los grados de excentricidad empleados los mismos que en el bloque 2 de ensayos.

En las siguientes *tablas 5.10-5.29* se muestran los pilares seleccionados, sus características y si cumplen o no con los requisitos de pandeo local marcados por el EC4:

➤ Pilares de sección C-C:

Nombre	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	$f_{ck,exp}$ (Mpa)	e (mm)	N_{exp} (kN)
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	219,1	3	108	2	297,69	455,22	38,19	0	1965,70
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	219,1	3	108	2	300,07	498,76	38,19	5	1852,50
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	219,1	3	108	2	300,07	498,76	38,19	10	1790,20
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	219,1	3	108	2	300,07	498,76	38,19	20	1733,00
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	219,1	3	108	2	361,02	498,76	38,19	25	1919,80
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	219,1	3	108	2	357,46	498,76	38,19	50	1735,70

Tabla 5.10. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (1).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	90- $\epsilon^{\wedge}2$	Cumple	d/t	ϵ	90- $\epsilon^{\wedge}2$	Cumple
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	73,033	0,888	71,047	No	54,000	0,718	46,461	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	73,033	0,885	70,484	No	54,000	0,686	42,405	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	73,033	0,885	70,484	No	54,000	0,686	42,405	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	73,033	0,885	70,484	No	54,000	0,686	42,405	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	73,033	0,807	58,584	No	54,000	0,686	42,405	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	73,033	0,811	59,167	No	54,000	0,686	42,405	No

Tabla 5.11. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (1).

Nombre	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	$f_{ck,exp}$ (Mpa)	e (mm)	N_{exp} (kN)
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	219,1	3	108	2	297,69	455,22	94,65	0	2875,70
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	219,1	3	108	2	288,04	520,41	94,65	5	2792,30
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	219,1	3	108	2	288,04	520,41	94,65	10	2610,50
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	219,1	3	108	2	288,04	520,41	94,65	20	2185,30
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	219,1	3	108	2	348,09	520,41	94,65	25	2185,00
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	219,1	3	108	2	357,46	434,82	94,65	50	1747,30

Tabla 5.12. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (2).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	90- $\epsilon^{\wedge}2$	Cumple	d/t	ϵ	90- $\epsilon^{\wedge}2$	Cumple
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	73,033	0,888	71,047	No	54,000	0,718	46,461	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	73,033	0,903	73,427	Si	54,000	0,672	40,641	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	73,033	0,903	73,427	Si	54,000	0,672	40,641	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	73,033	0,903	73,427	Si	54,000	0,672	40,641	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	73,033	0,822	60,760	No	54,000	0,672	40,641	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	73,033	0,811	59,167	No	54,000	0,735	48,641	No

Tabla 5.13. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (2).

Nombre	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	$f_{ck,exp}$ (Mpa)	e (mm)	N_{exp} (kN)
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	219,1	3	101,6	2	297,69	399,74	44,29	0	1994,70
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	44,29	5	2085,20
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	44,29	10	1987,20
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	44,29	20	2012,00
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	44,29	25	2015,80
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	44,29	50	1623,30

Tabla 5.14. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (3).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90-\epsilon^{\wedge}2$	Cumple	d/t	ϵ	$90-\epsilon^{\wedge}2$	Cumple
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	73,033	0,888	71,047	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si

Tabla 5.15. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (3).

Nombre	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	$f_{ck,exp}$ (Mpa)	e (mm)	N_{exp} (kN)
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	219,1	3	101,6	2	297,69	399,74	96,73	0	2987,50
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	96,73	5	3150,50
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	96,73	10	3103,17
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	96,73	20	2503,80
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	96,73	25	2626,50
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	219,1	3	101,6	2	357,46	399,74	96,73	50	1429,80

Tabla 5.16. Pilares Bloque 3, sección C-C, datos (4).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90-\epsilon^{\wedge}2$	Cumple	d/t	ϵ	$90-\epsilon^{\wedge}2$	Cumple
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	73,033	0,888	71,047	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	73,033	0,811	59,167	No	50,800	0,767	52,909	Si

Tabla 5.17. Pilares Bloque 3, sección C-C, requisitos pandeo local EC4 (4).

➤ Pilares de sección C-R:

Nombre	D (mm)	T (mm)	b (mm)	h (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	$f_{ck,exp}$ (Mpa)	e (mm)	N_{exp} (kN)
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_0	219,1	3	100	80	2	297,69	343,69	35,27	0	1834,70
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_05	219,1	3	100	80	2	313,15	343,69	35,27	5	1679,00
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_10	219,1	3	100	80	2	313,15	343,69	35,27	10	1729,00
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_20	219,1	3	100	80	2	313,15	343,69	35,27	20	1300,80
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_25	219,1	3	100	80	2	297,69	343,69	35,27	25	1183,00
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_50	219,1	3	100	80	2	297,69	343,69	35,27	50	845,00

Tabla 5.18. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (1).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90-\epsilon^{\wedge}2$	Cumple	d/t	ϵ	$52-\epsilon$	Cumple
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_0	73,033	0,888	71,047	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_05	73,033	0,866	67,540	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_10	73,033	0,866	67,540	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_20	73,033	0,866	67,540	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_25	73,033	0,888	71,047	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100,80.2_30_275_275_50	73,033	0,888	71,047	No	50,000	0,827	42,999	No

Tabla 5.19. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (1).

Nombre	D (mm)	T (mm)	b (mm)	h (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	c_{exp} (M ρ)	e (mm)	Nexp (kN)
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	219,1	3	100	80	2	297,67	343,69	94,61	0	2326,00
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	219,1	3	100	80	2	317,69	343,69	94,61	5	2696,00
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	219,1	3	100	80	2	317,69	343,69	94,61	10	2511,80
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	219,1	3	100	80	2	317,69	343,69	94,61	20	2373,80
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	219,1	3	100	80	2	297,67	343,69	94,61	25	1940,50
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	219,1	3	100	80	2	297,67	343,69	94,61	50	1705,00

Tabla 5.20. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (2).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90 \cdot \epsilon^{\wedge} 2$	Cumple	d/t	ϵ	$52 \cdot \epsilon$	Cumple
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	73,033	0,889	71,052	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	73,033	0,860	66,574	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	73,033	0,860	66,574	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	73,033	0,860	66,574	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	73,033	0,889	71,052	No	50,000	0,827	42,999	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	73,033	0,889	71,052	No	50,000	0,827	42,999	No

Tabla 5.21. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (2).

Nombre	D (mm)	T (mm)	b (mm)	h (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	c_{exp} (M ρ)	e (mm)	Nexp (kN)
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	38,46	0	1778,50
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	38,46	5	1703,20
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	38,46	10	1662,50
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	38,46	20	1482,50
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	38,46	25	1405,50

Tabla 5.22. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (3).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90 \cdot \epsilon^{\wedge} 2$	Cumple	d/t	ϵ	$52 \cdot \epsilon$	Cumple
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No

Tabla 5.23. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (3).

Nombre	D (mm)	T (mm)	b (mm)	h (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	c_{exp} (M ρ)	e (mm)	Nexp (kN)
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	90,56	0	3018,80
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	90,56	5	2575,20
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	90,56	10	2102,30
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	90,56	20	2185,50
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	219,1	3	80	100	2	361,02	309,14	90,56	25	1786,70

Tabla 5.24. Pilares Bloque 3, sección C-R, datos (4).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	$90 \cdot \epsilon^{\wedge} 2$	Cumple	d/t	ϵ	$52 \cdot \epsilon$	Cumple
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	73,033	0,807	58,584	No	50,000	0,872	45,338	No

Tabla 5.25. Pilares Bloque 3, sección C-R, requisitos pandeo local EC4 (4).

➤ Pilares de sección S-C:

Nombre	B (mm)	H (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	ζ_{exp} (M ζ)	e (mm)	N _{exp} (kN)
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	0	1381,20
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	5	1605,00
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	10	1492,50
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	20	1239,50
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	25	1285,50
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	175	175	3	108	2	233,32	364,5	40,91	50	1053,30

Tabla 5.26. Pilares Bloque 3, sección S-C, datos (1).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	52· ϵ	Cumple	d/t	ϵ	90· ϵ^2	Cumple
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si

Tabla 5.27. Pilares Bloque 3, sección S-C, requisitos pandeo local EC4 (1).

Nombre	B (mm)	H (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	$f_{y,o,exp}$ (Mpa)	$f_{y,i,exp}$ (Mpa)	ζ_{exp} (M ζ)	e (mm)	N _{exp} (kN)
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	0	1921,20
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	5	2042,50
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	10	1730,70
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	20	1510,50
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	25	1387,70
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	175	175	3	108	2	233,32	364,5	89,62	50	1113,00

Tabla 5.28. Pilares Bloque 3, sección S-C, datos (2).

Nombre	Pilar exterior				Pilar Interior			
	D/T	ϵ	52· ϵ	Cumple	d/t	ϵ	90· ϵ^2	Cumple
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	58,333	1,004	52,187	No	54,000	0,803	58,025	Si

Tabla 5.29. Pilares Bloque 3, sección S-C, requisitos pandeo local EC4 (2).

Capítulo 6

ESTUDIO ANALÍTICO

EN ESTE CAPÍTULO, SE REALIZA EL ESTUDIO ANALÍTICO A PARTIR DE LOS DATOS EXPERIMENTALES, LOS RESULTADOS Y COMPARACIÓN ENTRE LOS DIFERENTES PILARES.

6.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se plasman los resultados obtenidos en los ensayos de los pilares. También se realiza una comparación entre los pilares para seleccionar qué pilar presenta las mejores características y ofrece mayor seguridad. Finalmente, se compara con el Eurocódigo 4 para determinar si es posible o no utilizar la norma para describir el comportamiento de los pilares.

6.2. DATOS EXPERIMENTALES

A continuación, se muestran los datos experimentales recogidos de los ensayos realizados.

6.2.1. Bloque 1 de pilares ensayados

Como bien se explica en el capítulo 5, en este primer bloque de pilares se ensayan un total de 28 pilares de tipo CFST con diferentes geometrías y tanto para hormigón de 30 MPa como de 90 MPa.

A continuación, se comparan dichos pilares para determinar la geometría óptima para cada tipo de hormigón:

En la *tabla 6.1*, se observa el valor de la carga axial máxima soportada por los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa. Del mismo modo, en la *tabla 6.2*, se observa el valor de la carga axial máxima soportada por los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa.

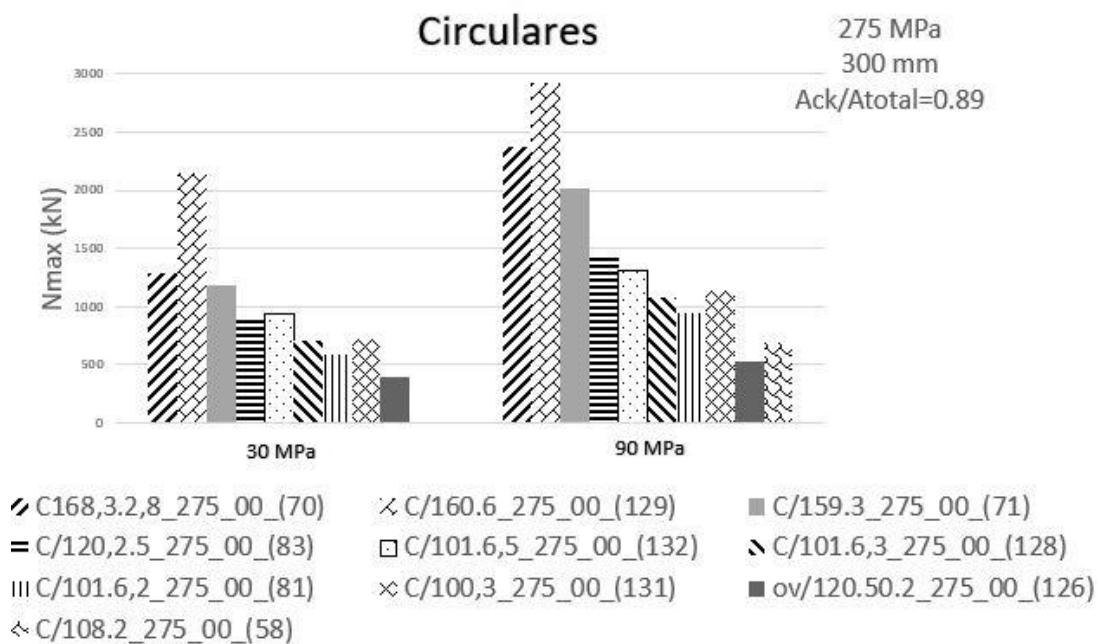
Por otro lado, en las *gráficas 6.1* y *6.2*, se observan estos mismos valores comparados mediante un diagrama de barras. De estas gráficas, se obtiene qué pilar es el que más carga axial soporta para unas mismas condiciones de longitud de pilar, mismo límite elástico tanto de acero como de hormigón, y mismo ratio A_{ck}/A_{total} .

Nombre	N _{exp} (kN)
S/125.125.4_300_30_345,59_(121)	1158,499
S/125.125.3_300_30_296,06_(119)	823,999
S/100.100.4_300_30_358,67_(13)	885,831
R/200.120.3_300_30_300,15_(86)	1041,496
R/150.100.4_300_30_270,84_(38)	911,829
ov/120.50.2_300_30_306,98_(126)	384,333
Nombre	N _{exp} (kN)
C/168.3.2.8_300_30_317,8_(70)	1282,331
C/160.6_300_30_446,91_(129)	2154,000
C/159.3_300_30_336,28_(71)	1185,002
C/120.2.5_300_30_445,52_(83)	878,663
C/108.2_300_30_473,86_(58)	693,498
C/101.6.5_300_30_409,35_(132)	941,997
C/101.6.3_300_30_425,03_(128)	703,164
C/101.6.2_300_30_397,94_(81)	582,497
C/100.3_300_30_432,82_(131)	723,831

Tabla 6.1. Bloque 1, pilares 30 MPa. Tabla carga máxima.

Nombre	Nexp (kN)
S/125.125.4_300_90_345,59_(121)	1882,331
S/125.125.3_300_90_296,06_(119)	1440,169
R/200.120.3_300_90_300,15_(86)	2090,497
R/150.100.4_300_90_270,84_(38)	1187,668
ov/120.50.2_300_90_306,98_(126)	522,499
Nombre	Nexp (kN)
C/168,3.2,8_300_90_317,8_(70)	2375,165
C/160.6_300_90_446,91_(129)	2932,331
C/159.3_300_90_336,28_(71)	2020,997
C/120,2.5_300_90_445,52_(83)	1415,665
C/101.6,5_300_90_409,35_(132)	1310,496
C/101.6,3_300_90_425,03_(128)	1074,835
C/101.6,2_300_90_397,94_(81)	935,663
C/100,3_300_90_432,82_(131)	1140,998

Tabla 6.2. Bloque 1, pilares 90 MPa. Tabla carga máxima.



Gráfica 6.1. Bloque 1, pilares 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

Como se puede observar en la *gráfica 6.1*, de los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, el pilar que más carga soporta y que destaca por encima de todos los demás es el pilar “C/160.6_30_275_(129)”, con un total de 2154 kN.

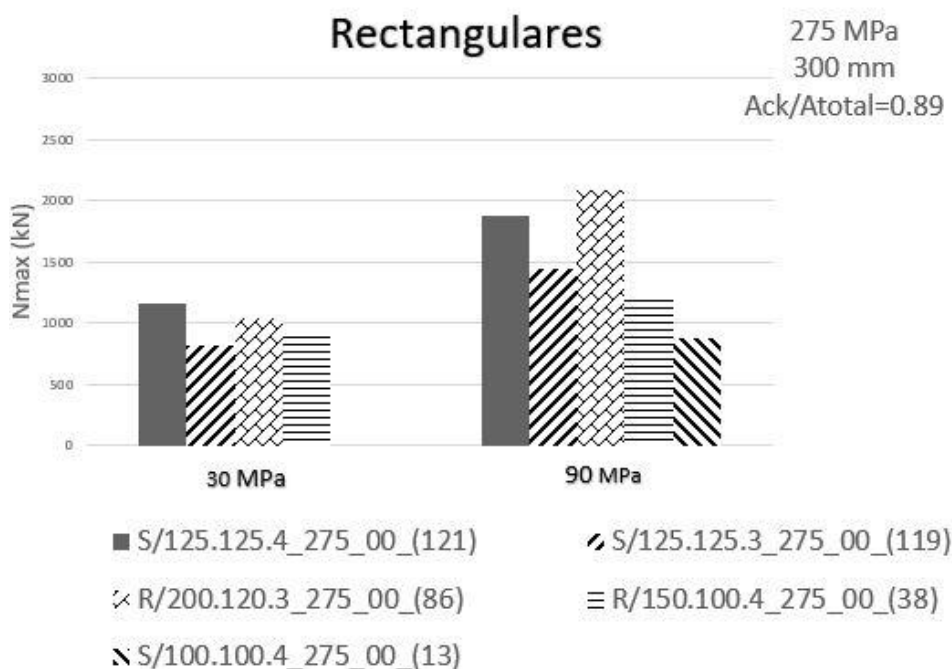
Se trata de un pilar de sección circular, por tanto, al no existir zonas críticas en la sección debido al tipo de geometría, los problemas por abolladuras o pliegues se retrasan respecto a otros tipos de secciones.

Comparado con otros pilares de sección circular rellenos con hormigón de 30 MPa, en la *gráfica 6.1*, el motivo por el que el pilar “C/160.6_30_275_(129)” es el que más carga soporta se debe a que es el segundo que más diámetro posee, de forma que la cantidad del hormigón de relleno es mayor que en los demás especímenes. Como se puede observar, el único pilar que le supera en diámetro

es el pilar “C/168,3.2,8_30_275_(70)”, que es el segundo pilar con mayor carga axil. En cambio, el espesor de acero de este último es bastante inferior, motivo por el cual la carga máxima soportada es notablemente inferior.

También se puede observar como el pilar con menor carga máxima es el pilar con sección ovalada “ov/120.50.2_30_275_(126)”, con una carga máxima de 384.333 kN. Esto se debe a que es el pilar de menor área seccional y por tanto es el que menor hormigón posee en su interior. También se debe a que es uno de los pilares con menor espesor de tubo de acero. Y, por último, también se debe a que la geometría ovalada puede ser propensa a sufrir con mayor antelación problemas de abolladuras por compresión.

En cuanto a los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa, el pilar que más carga soporta y que destaca por encima de todos los demás es el pilar “C/160.6_90_275_(129)”, con un total de 2932.331 kN. Esto se debe exactamente a los motivos explicados en el pilar “C/160.6_30_275_(129)” de la amasada de 30 MPa. De hecho, como se puede observar, ambos pilares son exactamente iguales en cuanto a la sección del tubo de acero, motivo por el cual destacan sobre los demás. Se observa como el pilar “C/160.6_30_275_(129)” aguanta más carga axil que la mayoría de los pilares circulares rellenos con hormigón de mayor calidad, deduciéndose por tanto que su geometría es superior a todas ellas.



Gráfica 6.2. Bloque 1, pilares 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

En cuanto a los pilares de sección cuadrada y rectangular, se observa en la *gráfica 6.2* que el pilar “S/125.125.4_30_275_(121)” es el pilar rectangular o cuadrado relleno con hormigón de 30 MPa que mayor carga axil soporta con un valor de 1158.499 kN. Esto se debe a que es el que más área seccional posee y

por tanto contiene mayor cantidad de hormigón. Además, también es de los que más espesor de acero tienen.

En cuanto a la amasada de hormigón de 90 MPa, el pilar “R/200.120.3_90_275_(86)” es el que más carga axil soporta, con un total de 19977.167 kN, como se puede observar en la *tabla 6.2*. Esto se debe a que es junto al pilar “C/160.6_90_275_(129)” el que más cantidad de hormigón tienen en su interior.

Al igual que en los pilares de 30 MPa, el pilar con geometría ovalada, “ov/120.50.2_90_275_(126)”, es el que peores características resistentes presenta, debido a las mismas causas explicadas para el pilar “ov/120.50.2_30_275_(126)” de la amasada de 30 MPa.

Finalmente, se observa en las *gráficas 6.1* y *6.2* que los 4 mejores pilares de todos los ensayados en este bloque son pilares de sección circular, deduciéndose por tanto que esta geometría es la óptima por delante de las geometrías rectangular, cuadrada y ovalada.

6.2.2. Bloque 2 de pilares ensayados

Como bien se explica en el capítulo 5, en este segundo bloque de pilares se ensayan un total de 24 pilares de tipo CFST, todos ellos de sección circular. Entre ellos, existen pilares con diferente tamaño de diámetro y espesor y sometidos a diferente grado de excentricidad.

Para compararlos, se realizan las siguientes gráficas:

- Carga axil en función del desplazamiento.
- Carga axil máxima de cada pilar en función de la excentricidad.

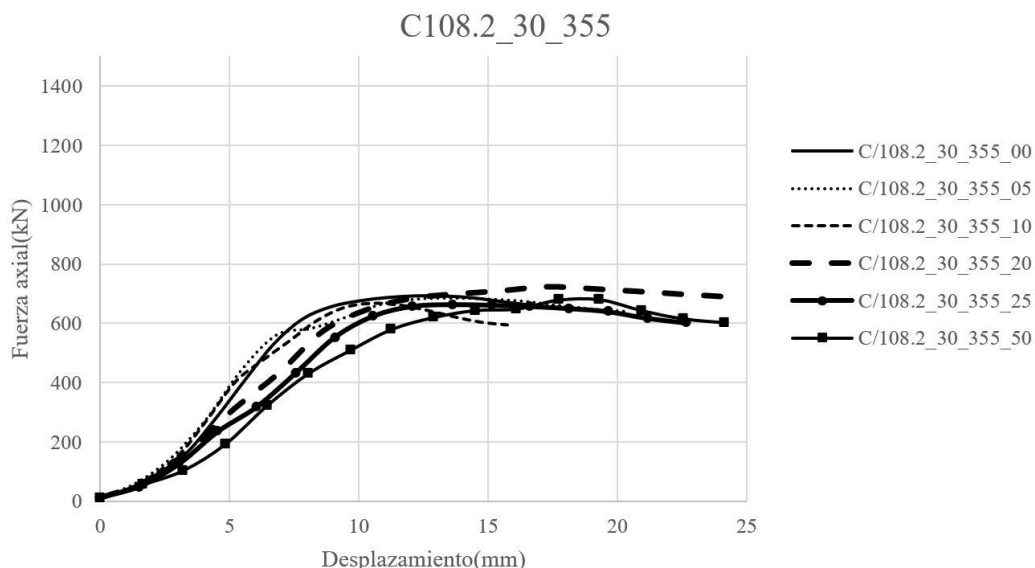
A continuación, se comparan pilares circulares con la misma configuración, pero con diferentes grados de excentricidad:

6.2.2.1. Pilares de 30 MPa

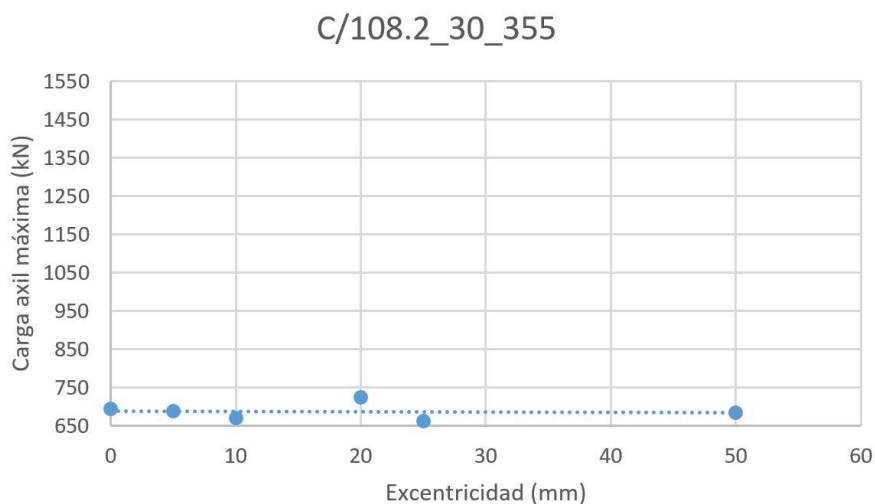
En primer lugar, se representan los pilares de 108 mm de diámetro. En la *gráfica 6.3*, se observa la gráfica “axil-desplazamiento” y en la *tabla 6.3* se tiene el axil máximo para cada ensayo y el momento ejercido.

Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN·m)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)
C/108.2_30_355_00	0,000	693,331	0,000	473,860	34,040
C/108.2_30_355_05	0,005	687,331	3,437	331,080	34,040
C/108.2_30_355_10	0,010	669,332	6,693	360,240	34,040
C/108.2_30_355_20	0,020	724,831	14,497	434,820	34,040
C/108.2_30_355_25	0,025	663,164	16,579	439,820	34,040
C/108.2_30_355_50	0,050	685,002	34,250	500,760	34,040

Tabla 6.3. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.3. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

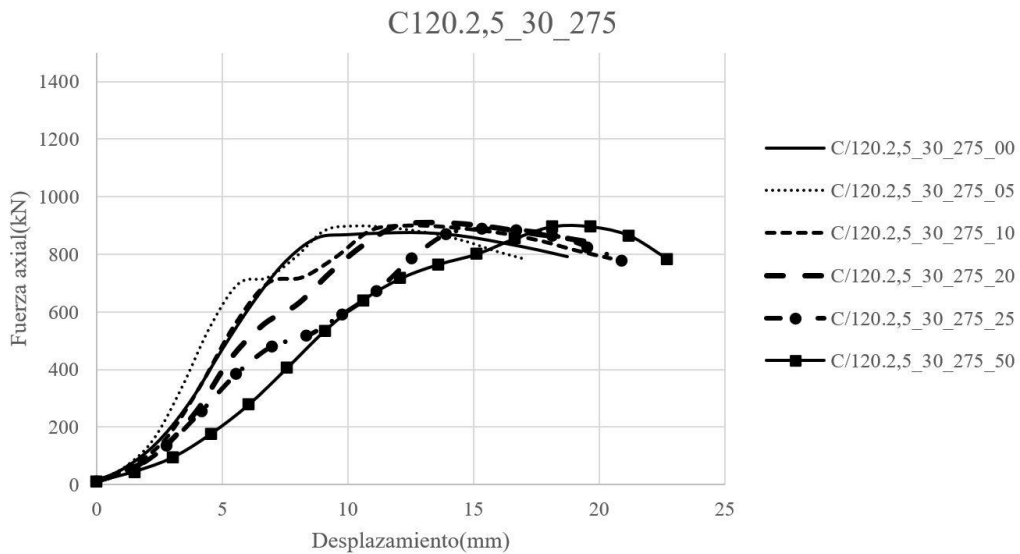


Gráfica 6.4. Bloque 2, pilares C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.

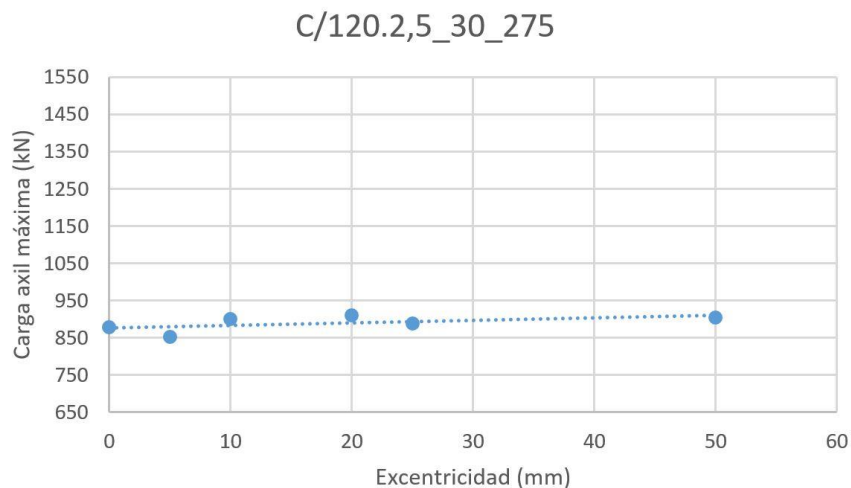
En la siguiente *tabla 6.4*, se plasma el axil máximo y el momento aplicado para los pilares de 120 mm con hormigón de 30 MPa. También se representa en la *gráfica 6.5* la gráfica “Axil-desplazamiento” para los diferentes grados de excentricidad de dichos pilares.

Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN·m)	fy_exp (Mpa)	fck_exp (Mpa)
C/120.2,5_30_275_00	0,000	878,165	0,000	445,520	41,440
C/120.2,5_30_275_05	0,005	851,829	4,259	445,520	41,440
C/120.2,5_30_275_10	0,010	900,667	9,007	445,520	41,440
C/120.2,5_30_275_20	0,020	910,500	18,210	445,520	41,440
C/120.2,5_30_275_25	0,025	888,331	22,208	445,520	41,440
C/120.2,5_30_275_50	0,050	904,665	45,233	445,520	41,440

Tabla 6.4. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.5. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.6. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 30 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.

Como se puede observar tanto en la *gráfica 6.3* como en la *gráfica 6.5*, los pilares que han sido ensayados con grados de excentricidad mayores poseen pendientes menos pronunciadas. Esto se debe a que a medida que la excentricidad es mayor, existe una mayor proporción del hormigón que trabaja a tracción. En dicho estado de funcionamiento, el hormigón pierde gran parte de su resistencia, pudiendo llegar incluso a alcanzar únicamente un 10% de su

capacidad máxima. Es por ello, que, para excentricidades altas, es la capacidad dúctil del acero la que predomina, obteniendo así gráficas con pendientes más bajas.

Por otro lado, fijándose tanto en la *gráfica 6.4* como en la *gráfica 6.6*, algo que no se observa en estos ensayos es la reducción de carga máxima que deberían experimentar los pilares de excentricidades altas. Este comportamiento también sería consecuencia de la reducción de la capacidad del hormigón debido a su mayor comportamiento a tracción. Esta incoherencia con los datos teóricos puede deberse a las diferencias en sus límites elásticos del acero. Como bien se puede observar en la *tabla 5.6* del capítulo 5, el pilar que ha sido sometido a la excentricidad de 50mm es el que mayor límite elástico del acero posee.

Finalmente, se observa como los pilares C/120.2,5_30_275 soportan para todas sus excentricidades una carga máxima superior a los pilares C/108.2_30_355. Aunque en un primer momento pudiera parecer lo contrario debido a que el pilar C/108.2_30_355 posee una calidad de acero superior, el pilar C/120.2,5_30_275 posee mayor diámetro lo que le permite ser rellenado con mayor cantidad de hormigón y por tanto soportar mayor carga axil.

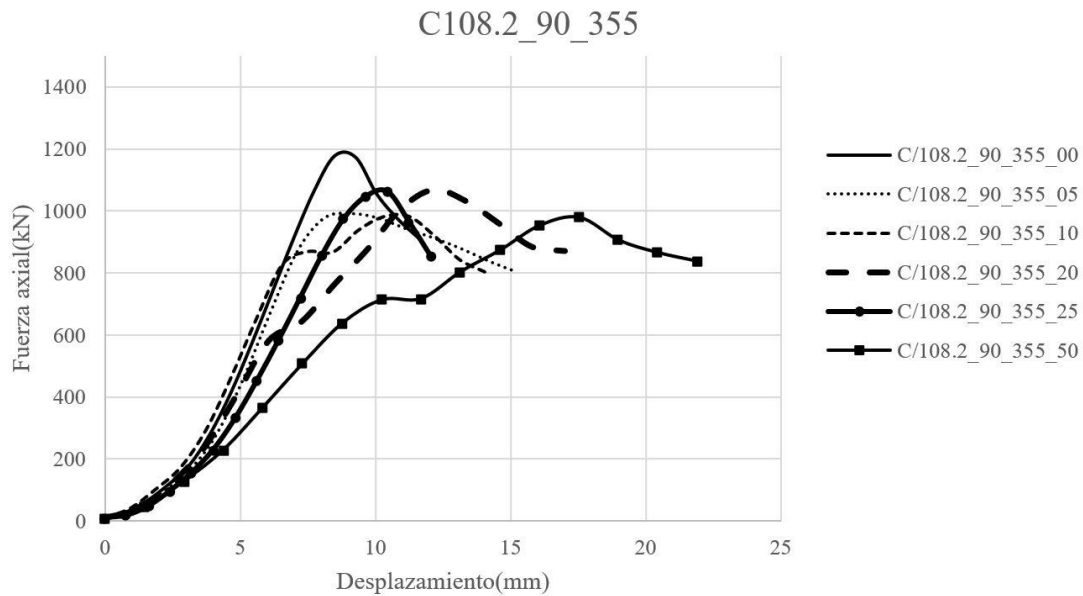
Por tanto, comparando ambas gráficas se puede deducir que una mayor cantidad de hormigón supone una mayor carga axil soportada. Por otro lado, se observa que una mayor calidad de acero supone una mayor absorción de energía y por tanto una mayor estabilidad en la zona plástica. Se observa en la *gráfica 6.3* como después de superar su punto máximo el pilar se mantiene con una carga constante. En cambio, en la *gráfica 6.5*, se observa como aparece una pendiente negativa al final de la gráfica.

6.2.2.2. Pilares de 90 MPa

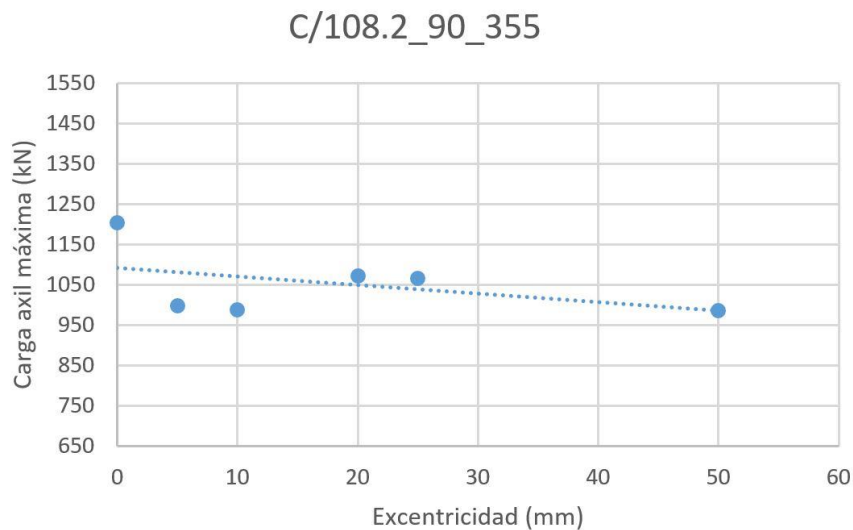
En primer lugar, se representan los pilares de 108 mm de diámetro. En la *gráfica 6.5*, se observa la gráfica “axil-desplazamiento” y en la *tabla 6.7* se tiene el axil máximo para cada ensayo y el momento ejercido.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y_exp} (Mpa)	f _{ck_exp} (Mpa)
C/108.2_90_355_00	0,000	1203,164	0,000	473,860	93,510
C/108.2_90_355_05	0,005	998,163	4,991	331,080	93,510
C/108.2_90_355_10	0,010	987,664	9,877	360,240	93,510
C/108.2_90_355_20	0,020	1071,166	21,423	438,450	93,510
C/108.2_90_355_25	0,025	1065,665	26,642	387,400	93,510
C/108.2_90_355_50	0,050	985,996	49,300	473,860	93,510

Tabla 6.5. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.7. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

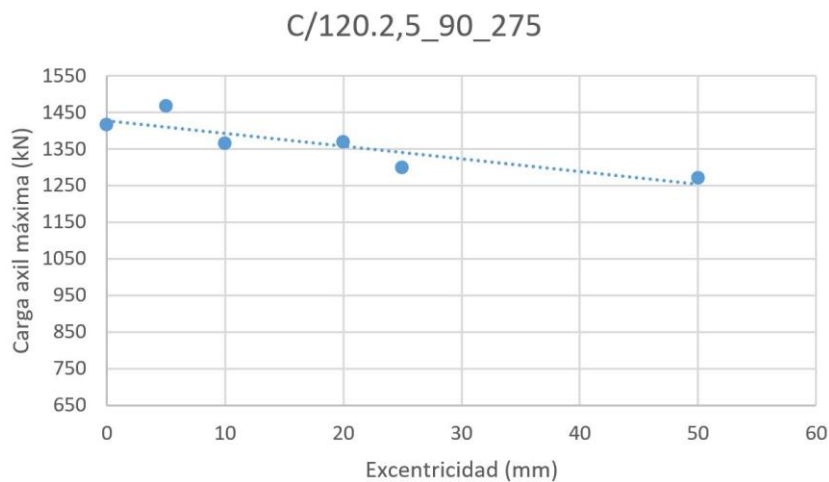
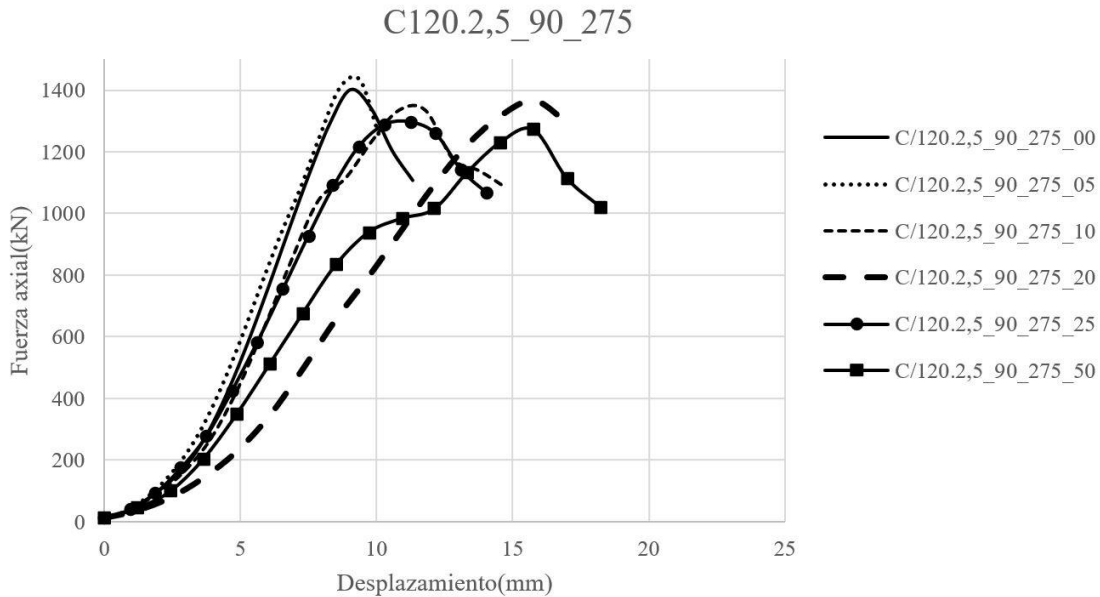


Gráfica 6.8. Bloque 2, pilares C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.

En la siguiente *tabla 6.6*, se plasma el axil máximo y el momento aplicado para los pilares de 120 mm con hormigón de 90 MPa. También se representa en la *gráfica 6.9* la gráfica “Axil-desplazamiento” para los diferentes grados de excentricidad de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y_exp} (Mpa)	f _{ck_exp} (Mpa)
C/120.2,5_90_275_00	0,000	1416,166	0,000	445,520	94,680
C/120.2,5_90_275_05	0,005	1466,833	7,334	445,520	94,680
C/120.2,5_90_275_10	0,010	1364,999	13,650	445,520	94,680
C/120.2,5_90_275_20	0,020	1369,497	27,390	445,520	94,680
C/120.2,5_90_275_25	0,025	1298,664	32,467	445,520	94,680
C/120.2,5_90_275_50	0,050	1270,500	63,525	445,520	94,680

Tabla 6.6. Bloque 2, pilares C/120.2,5, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Como se puede observar, tanto en la *gráfica 6.7* como en la *gráfica 6.9*, se distingue claramente el correcto funcionamiento de dichos pilares y su coherencia con el comportamiento teórico. A medida que la excentricidad es mayor, se observa como la pendiente es de menor valor. Esto es debido a lo mismo explicado en los pilares de 30 MPa, a medida que la excentricidad aplicada es mayor, aparecen fuerzas de tracción en el pilar que hacen que el hormigón pierda gran cantidad de su capacidad resistente, ya que su comportamiento a tracción es notablemente inferior a su comportamiento a compresión, de modo que el comportamiento más dúctil del acero es el que predomina y la pendiente por tanto disminuye.

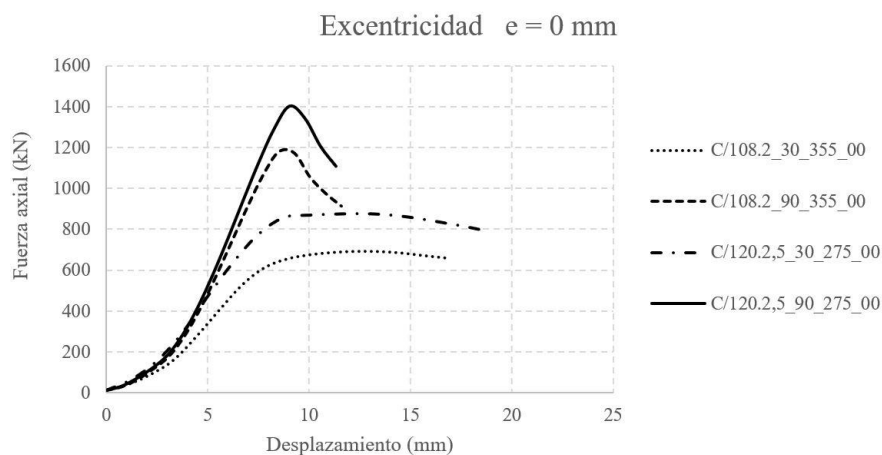
Además, a diferencia de las gráficas de los pilares de 30 MPa, tanto en la *gráfica 6.8* como en la *gráfica 6.10*, se observa claramente como en los pilares con excentricidad mayor, la carga máxima es menor que en los pilares sometidos a excentricidades menores. Esto se debe también al comportamiento a tracción

del hormigón. Numéricamente, se puede observar en la *tabla 6.5*, como el axil máximo del pilar de excentricidad 0 mm es de 1203.164 kN y disminuye hasta un valor de 985.996 kN. Del mismo modo ocurre en los pilares de la *tabla 6.6*, en los cuales hay una diferencia entre el pilar de excentricidad 0 mm y 50 mm de más de 150 MPa.

6.2.2.3. Excentricidades

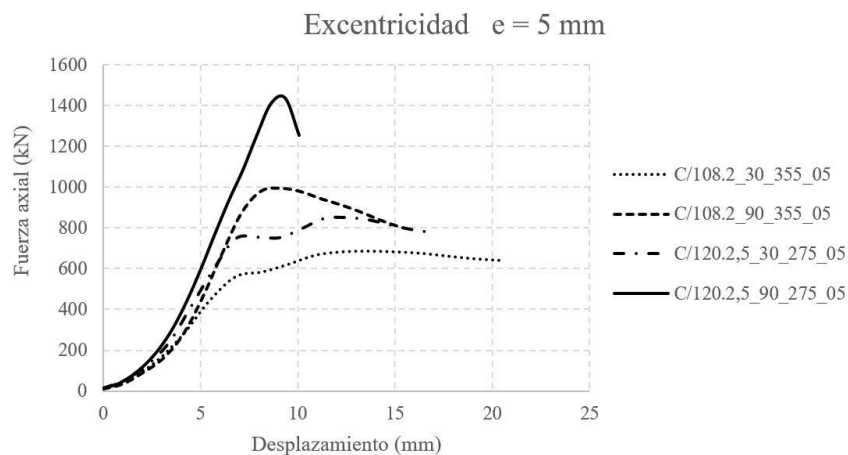
En este apartado, se plasman las diferentes gráficas que representan la fuerza axil en función del desplazamiento para los diferentes grados de excentricidad, de modo que se pueda ver cómo ha afectado dicho valor a los diferentes tipos de pilares.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.11*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 0 mm:



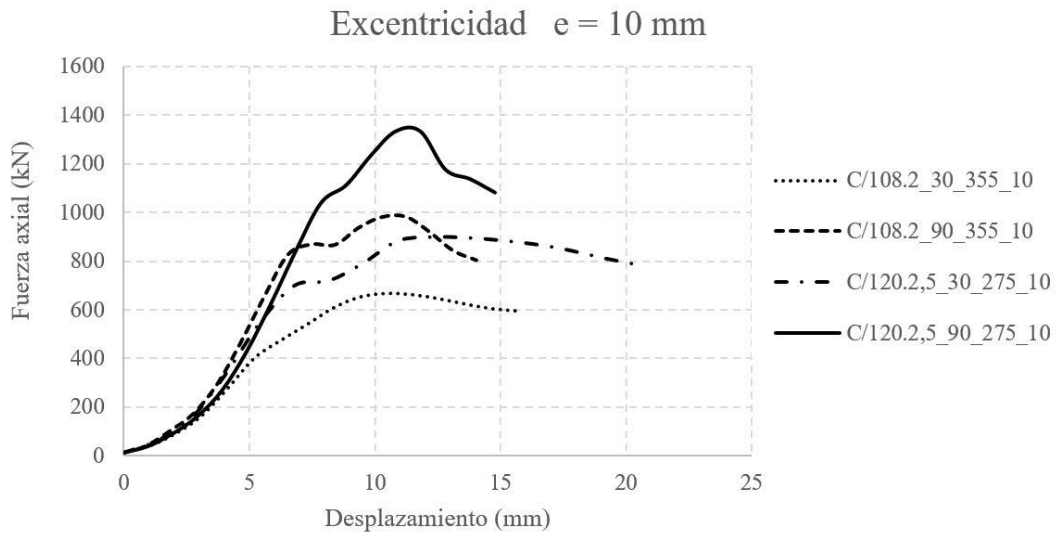
Gráfica 6.11. Bloque 2, Pilares con excentricidad 0 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.12*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 5 mm:



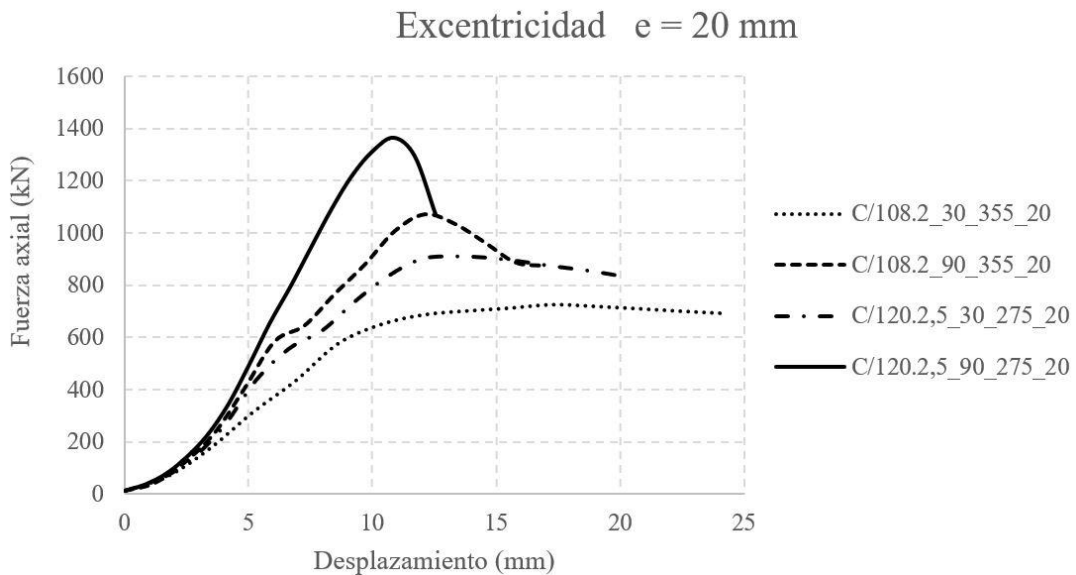
Gráfica 6.12. Bloque 2, Pilares con excentricidad 5 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.13*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 10 mm:



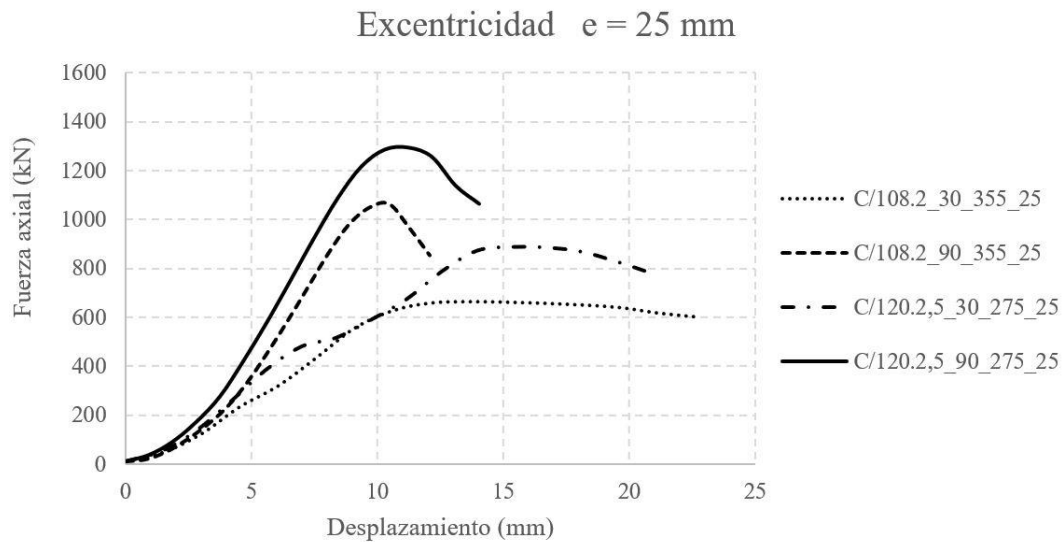
Gráfica 6.13. Bloque 2, Pilares con excentricidad 10 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.14*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 20 mm:



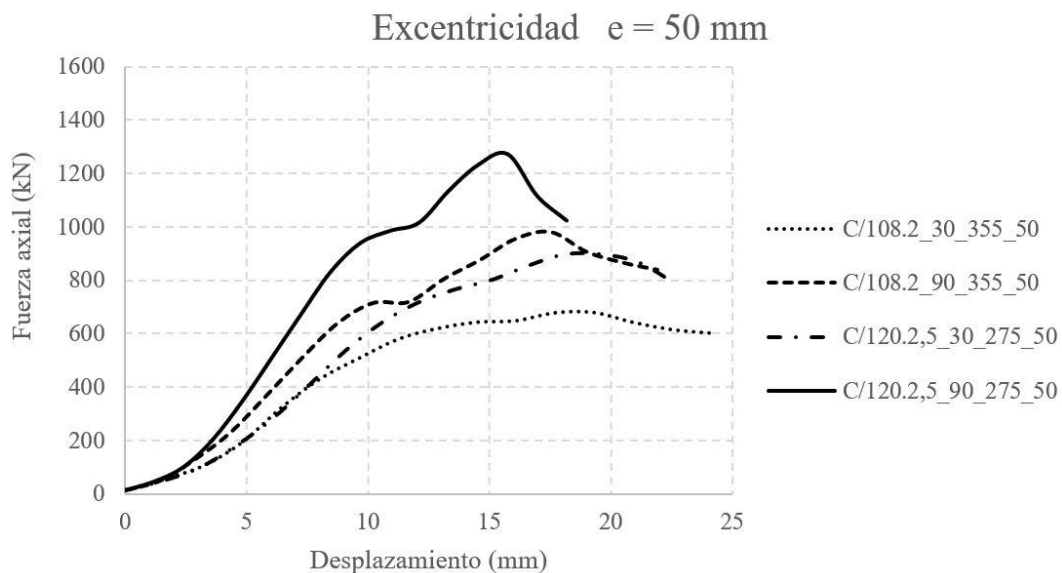
Gráfica 6.14. Bloque 2, Pilares con excentricidad 20 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.15*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 25 mm:



Gráfica 6.15. Bloque 2, Pilares con excentricidad 25 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.16*, con los pilares del bloque 2 ensayados con excentricidad 50 mm:



Gráfica 6.16. Bloque 2, Pilares con excentricidad 50 mm.

En estas *gráficas 6.11-6.16*, se puede observar como el pilar que más resistencia aporta y que más tenacidad en la zona elástica (resiliencia) posee en todos los ensayos de diferentes excentricidades es el pilar C/120.2,5 relleno con hormigón de 90 MPa. Esto es obvio debido a que es el pilar con más diámetro, el pilar con más espesor y el que está relleno con el hormigón de más resistencia.

Por el contrario, el pilar que menos cualidades presenta es el pilar C/108.2 relleno con hormigón de 30 MPa, esto también es coherente con el

comportamiento teórico ya que este pilar posee todas las características opuestas al pilar C/120.2,5 relleno con hormigón de 90 MPa.

Cabe prestar especial atención a los pilares C/108.2_90 y C/120.2,5_30. Ambos presentan gráficas similares, pero existen pequeñas diferencias que se deben analizar:

Por un lado, se observa como el pilar C/108.2_90 presenta para todos los niveles de excentricidad una mayor pendiente en la zona elástica de la gráfica que el pilar C/120.2,5_30. Esto es debido a que el pilar C/108.2_90 está relleno con hormigón de 90 MPa y por tanto su resistencia a compresión es mayor. Del mismo modo, esto también es el motivo por el que el axil máximo alcanzado por dicho pilar sea mayor que el del pilar C/120.2,5_30.

Por el contrario, se observa como en la zona de las gráficas justo después del momento de la rotura, el pilar C/120.2,5_30 presenta una pendiente más suave que el pilar C/108.2_90. Esto se debe a que, después de la rotura del hormigón, este deja de aportar sus cualidades resistentes y es el acero el que predomina. Por ello, debido a que el pilar C/120.2,5_30 presenta un mayor espesor de la capa de acero, tiene mayor capacidad de absorción de energía que el pilar C/108.2_90.

6.2.3. Bloque 3 de pilares ensayados.

Como bien se explica en el capítulo 5, en este tercer bloque de pilares se ensayan un total de 58 pilares de tipo CFDSST, de los cuales 29 son rellenos con hormigón de 30 MPa y la otra mitad con hormigón de 90 MPa.

Al igual que ocurre con los pilares a ensayar del bloque anterior, se tienen las mismas geometrías de tubos de acero tanto para el hormigón de 30 MPa como para el de 90 MPa, de modo que sea posible estudiar que geometría seccional es la óptima con cada tipo de hormigón.

A su vez, también se realizan ensayos con excentricidad, siendo los grados de excentricidad empleados los mismos que en el bloque 2 de ensayos.

Para poder comparar los pilares se realizan las siguientes gráficas:

- Carga axil en función del desplazamiento.
- Carga axil máxima de cada pilar en función de la excentricidad.

Las gráficas en las que se representan la carga axil máxima en función del desplazamiento, serán utilizadas para ver y comparar como varían dichos parámetros en pilares con la misma geometría seccional y mismo hormigón, pero que han sido ensayados a diferentes excentricidades.

Por otro lado, las gráficas que representan la carga axial máxima en función de la excentricidad, serán utilizadas para observar cómo afectan los diferentes grados de excentricidad a las diferentes geometrías seccionales que se tienen.

6.2.3.1. Pilares de 30 MPa

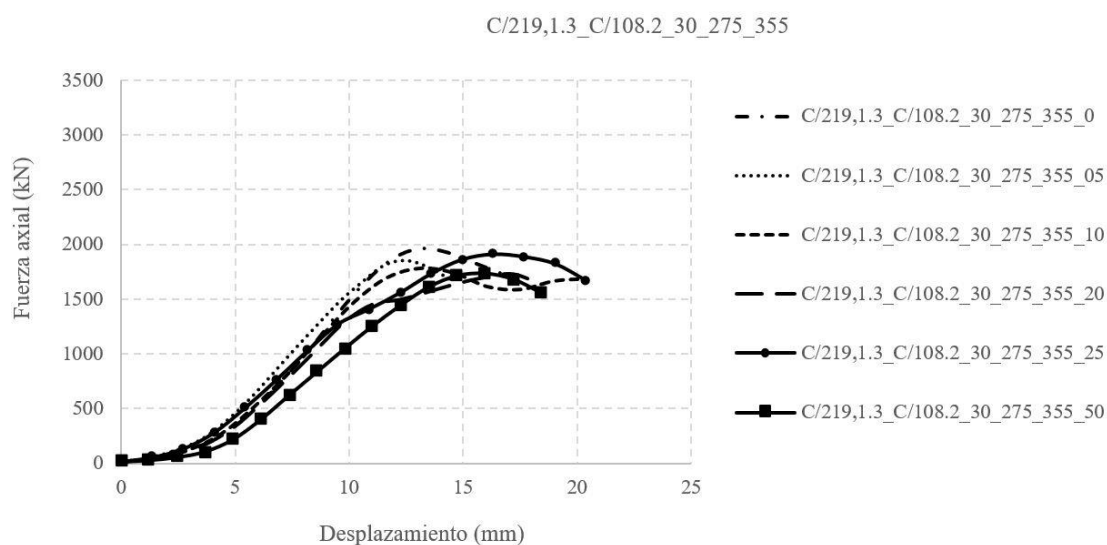
A continuación, se muestran las gráficas que representan el axil en función del desplazamiento para los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa:

➤ C/219,1.3_C/108.2_30_275_355

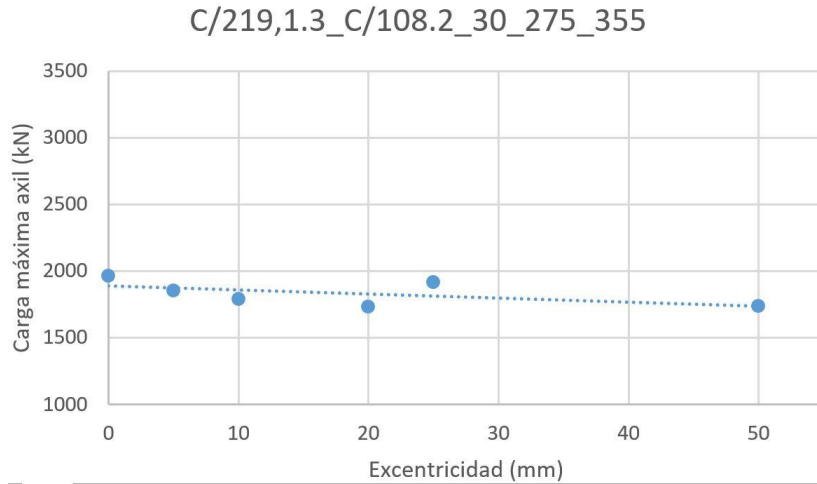
En la *tabla 6.7*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_C/108.2_30” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.17*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	0,000	1964,667	0,000	297,69	455,22	38,19
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	0,005	1851,333	9,257	300,07	498,76	38,19
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	0,010	1789,499	17,895	300,07	498,76	38,19
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	0,020	1732,168	34,643	300,07	498,76	38,19
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	0,025	1918,501	47,963	361,02	498,76	38,19
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	0,050	1735,165	86,758	357,46	498,76	38,19

Tabla 6.7. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.17. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.18. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.

Respecto a los pilares C/219,1.3_C/108.2_30, se puede observar como en la gráfica 6.17 los pilares con mayor excentricidad aplicada presentan una pendiente más suave que los de menor. Esto es debido, como ya se ha explicado en anteriores pilares, a que, a altas excentricidades, parte de la sección del hormigón trabaja a tracción y por tanto sus características resistentes se ven notablemente disminuidas. Como consecuencia, la sección de acero gana predominancia y su mayor ductilidad provoca que el módulo elástico global del pilar disminuya.

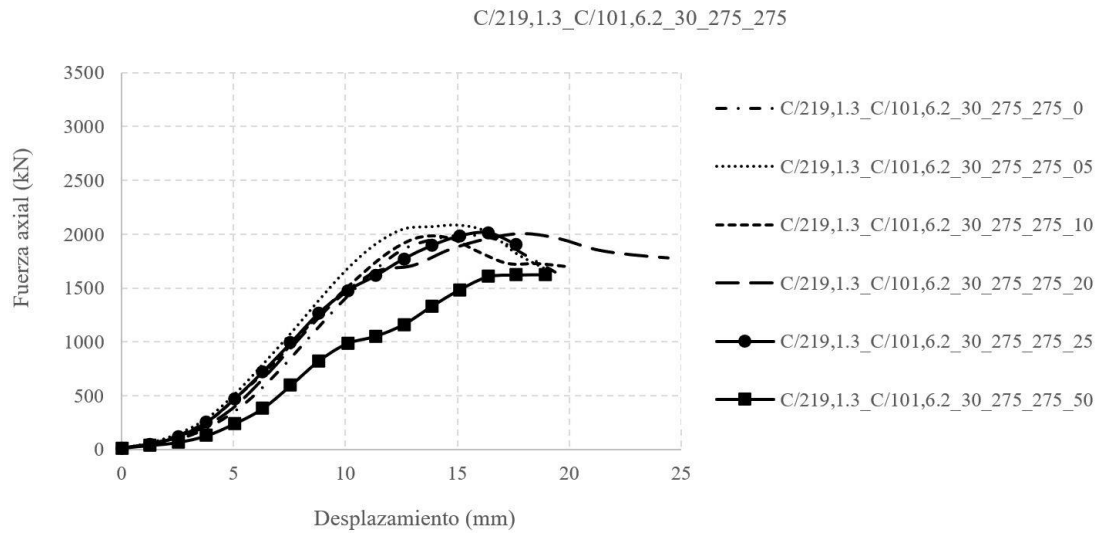
También cabe destacar de estos pilares, fijándose en la *gráfica 6.18*, que, aunque la tendencia de la carga axil máxima es a disminuir a medida que aumenta la excentricidad, existe un máximo en la excentricidad de 25 mm que no se corresponde con el comportamiento teórico. Esto se debe, como se puede ver en la *tabla 5.10* del capítulo 5, a que el límite elástico del tubo de acero exterior de dicho pilar es mayor, por tanto, esto supone que el pilar pueda alcanzar mayor resistencia.

➤ C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275

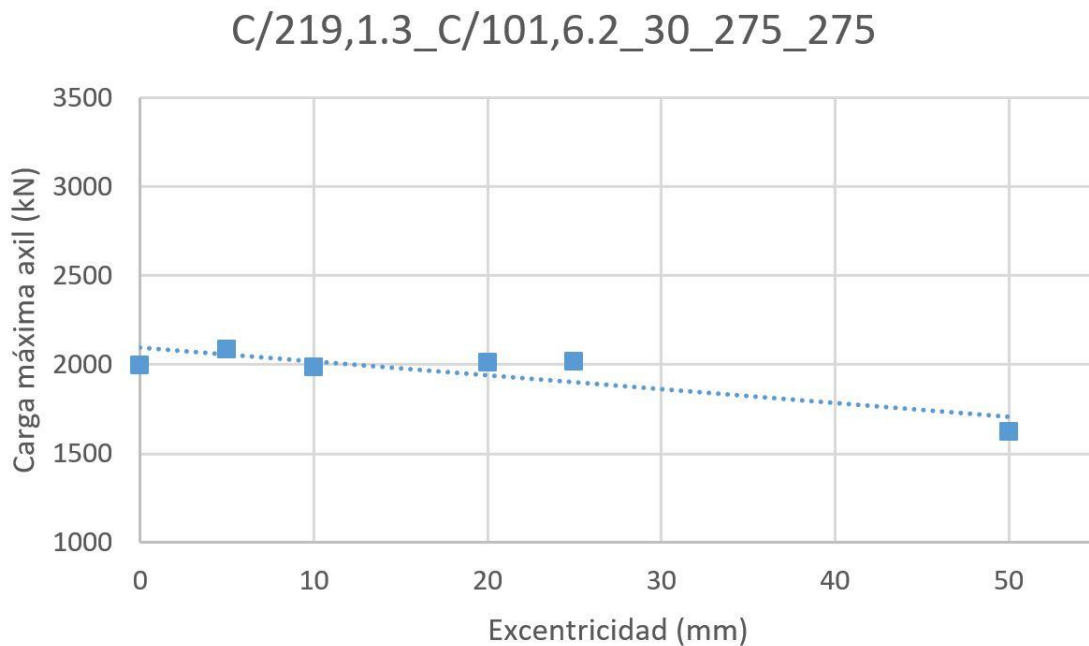
En la *tabla 6.8*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_C/101,6.2_30” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.19*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN-m)	fy,o,exp (Mpa)	fy,i,exp (Mpa)	fck,exp (Mpa)
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	0,000	1993,833	0,000	297,69	399,74	44,29
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	0,005	2084,832	10,424	357,46	399,74	44,29
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	0,010	1986,665	19,867	357,46	399,74	44,29
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	0,020	2010,334	40,207	357,46	399,74	44,29
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	0,025	2015,831	50,396	357,46	399,74	44,29
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	0,050	1622,167	81,108	357,46	399,74	44,29

Tabla 6.8. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.19. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.20. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Respecto a los pilares C/219,1.3_C/101,6.2_30, en la *gráfica 6.19*, como era de esperar y por el mismo motivo explicado en el pilar C/219,1.3_C/108.2_30, se observa como el pilar sometido a excentricidad 50 mm es el de peor resistencia ofrece.

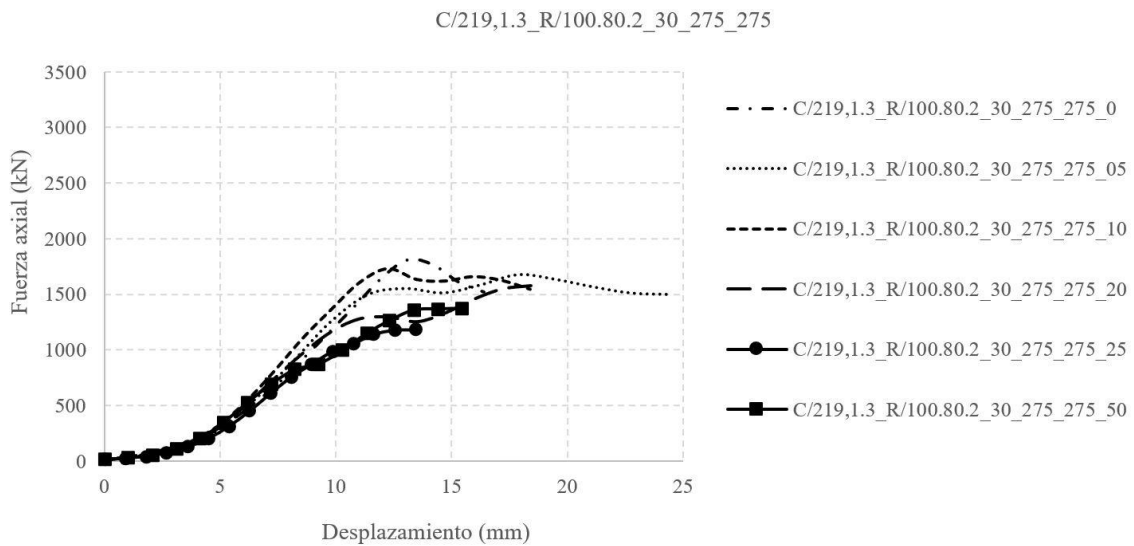
Por el contrario, se observa que la carga axil máxima permanece más o menos en los mismos valores para los otros grados de excentricidad, algo que no era de esperar. A pesar de ello, sí que se observa como cerca de la zona crítica, el pico máximo está desplazado más a la derecha para excentricidades altas, cosa que sí que concuerda con los cálculos teóricos.

➤ C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275

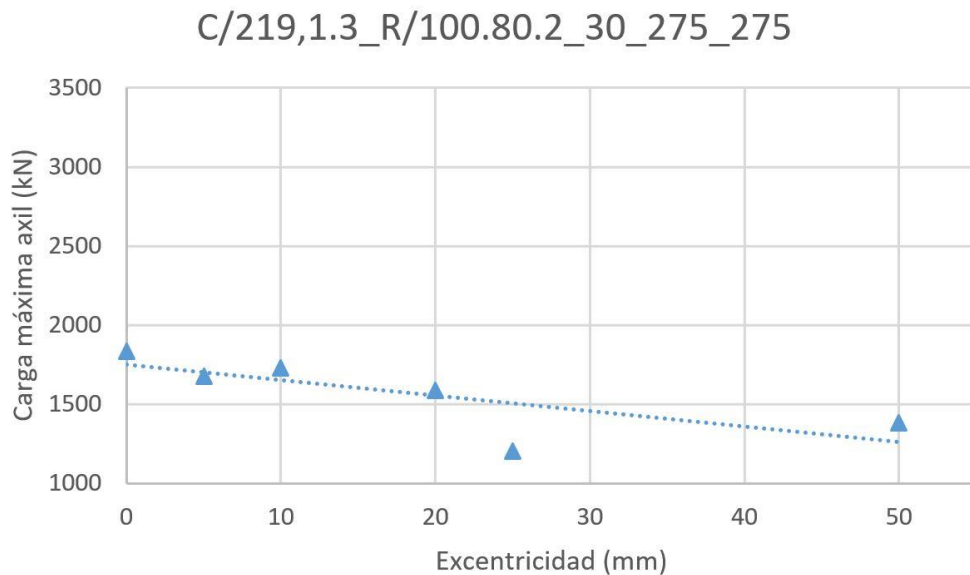
En la *tabla 6.9*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_R/100.80.2_30” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.21*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN-m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_0	0,000	1834,331	0,000	297,69	343,69	35,27
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_05	0,005	1677,834	8,389	313,15	343,69	35,27
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_10	0,010	1727,665	17,277	313,15	343,69	35,27
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_20	0,020	1586,165	31,723	313,15	343,69	35,27
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_25	0,025	1205,503	30,138	297,69	343,69	35,27
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_50	0,050	1384,167	69,208	297,69	343,69	35,27

Tabla 6.9. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.21. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.22. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Respecto a los ensayos de los pilares C/219,1.3_R/100.80.2_30, cabe destacar el pilar sometido a excentricidad 5 mm. Como se puede observar en la *gráfica 6.21*, su pico más alto está mucho más desplazado a la derecha que los demás ensayos. Esto puede deberse a que, una vez el hormigón ha roto, se haya producido un engranamiento entre las caras del hormigón que han dado lugar a esfuerzos tangenciales y como consecuencia se haya producido una transmisión extra de carga.

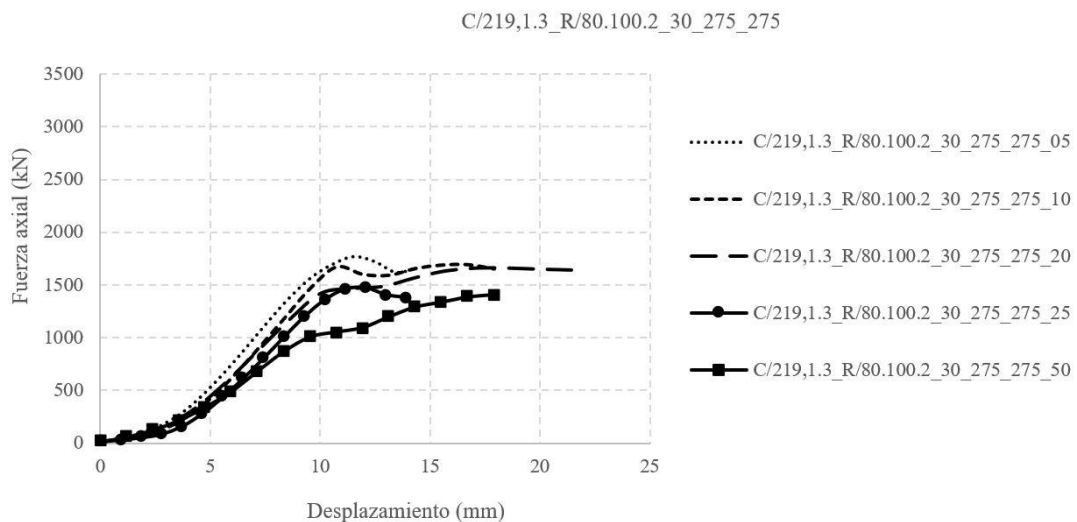
Por otro lado, se observa en la *gráfica 6.22* como la carga máxima disminuye a medida que se aumenta la excentricidad, al igual que indica el comportamiento teórico. A pesar de ello, el pilar con excentricidad 25 presenta un máximo algo más bajo de la media, posiblemente producido por fallos en el hormigón.

➤ C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275

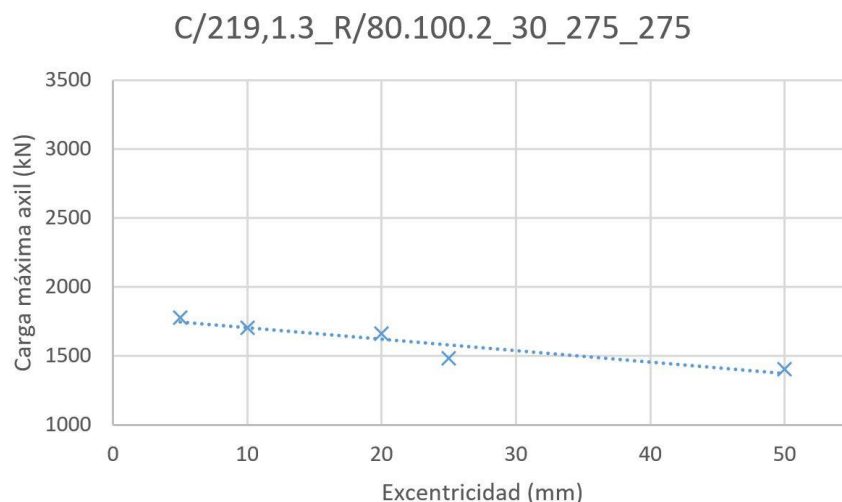
En la *tabla 6.10*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_R/80.100.2_30” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.23*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	0,005	1777,833	8,889	361,02	309,14	38,46
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	0,010	1702,664	17,027	361,02	309,14	38,46
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	0,020	1661,666	33,233	361,02	309,14	38,46
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	0,025	1481,498	37,037	361,02	309,14	38,46
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	0,050	1404,667	70,233	361,02	309,14	38,46

Tabla 6.10. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.23. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.24. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Respecto a los pilares C/219,1.3_R/80.100.2_30, se podrían destacar los sometidos a las excentricidades de 10 y 20 mm. En ellos ocurre un proceso similar al pilar C/219,1.3_R/80.100.2_05 de la *gráfica 6.21* debido al engranamiento del hormigón, del cual se ha hablado anteriormente.

Respecto al resto de pilares, sus comportamientos están dentro del marco teórico establecido, viéndose reflejado en la *gráfica 6.24*, donde se puede observar como la carga máxima disminuye a medida que se aumenta la excentricidad.

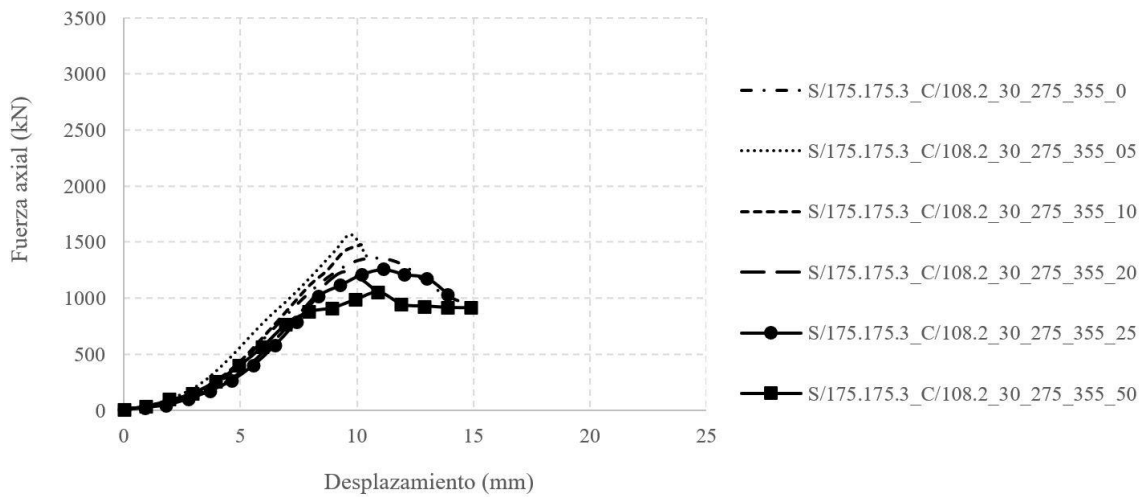
➤ S/175.175.3_C/108.2_30_275_355

En la *tabla 6.11*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “S/175.175.3_C/108.2_30” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.25*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN-m)	fy,o,exp (Mpa)	fy,i,exp (Mpa)	fck,exp (Mpa)
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	0,000	1380,001	0,000	233,32	364,5	40,91
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	0,005	1604,335	8,022	233,32	364,5	40,91
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	0,010	1491,332	14,913	233,32	364,5	40,91
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	0,020	1238,667	24,773	233,32	364,5	40,91
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	0,025	1257,831	31,446	233,32	364,5	40,91
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	0,050	1051,666	52,583	233,32	364,5	40,91

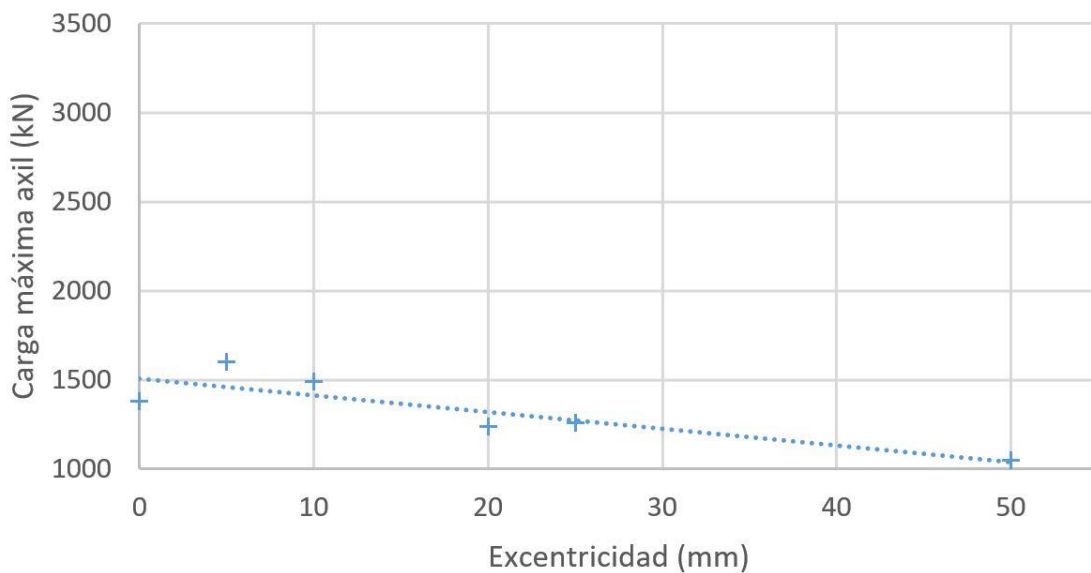
Tabla 6.11. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Tabla carga máxima y momento.

S/175.175.3_C/108.2_30_275_355



Gráfica 6.25. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

S/175.175.3_C/108.2_30_275_355



Gráfica 6.26. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 30 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Cuanto a los pilares S/175.175.3_C/108.2_30, como se puede observar en la gráfica 6.25 y en la gráfica 6.26, el pilar sometido a excentricidad 0 mm presenta una carga máxima menor de lo que cabía esperar. Posiblemente debido por algún fallo en la estructura del hormigón.

El resto de pilares poseen un comportamiento dentro de lo marcado por la teoría, disminuyendo su carga axil máxima a medida que la excentricidad aumenta y a su vez aumentando el comportamiento dúctil propiciado por la predominancia del acero para momentos altos.

6.2.3.2. Pilares de 90 MPa

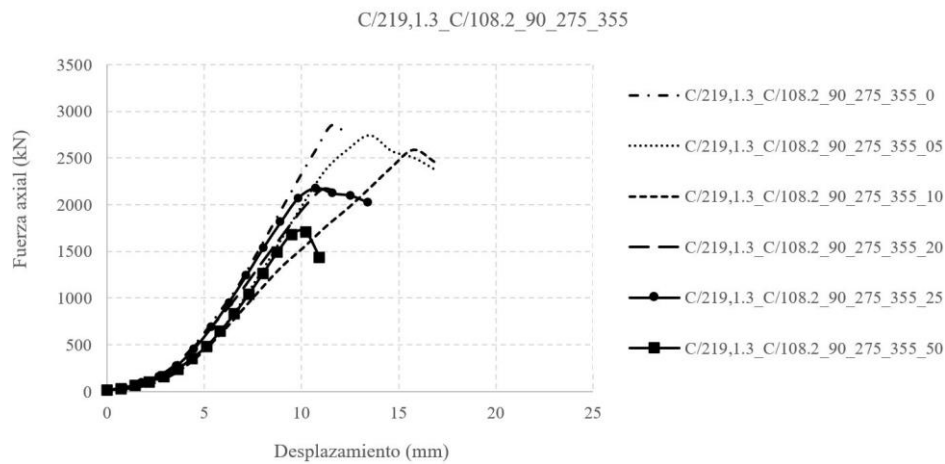
A continuación, se muestran las gráficas que representan el axil en función del desplazamiento para los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa:

➤ C/219,1.3_C/108.2_90_275_355

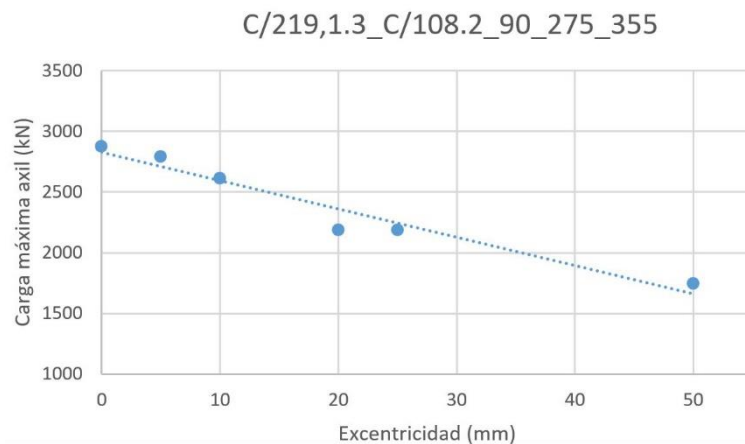
En la *tabla 6.12*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_C/108.2_90” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.27*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN-m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	0,000	2874,167	0,000	297,69	455,22	94,65
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	0,005	2791,333	13,957	288,04	520,41	94,65
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	0,010	2610,165	26,102	288,04	520,41	94,65
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	0,020	2184,500	43,690	288,04	520,41	94,65
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	0,025	2184,832	54,621	348,09	520,41	94,65
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	0,050	1746,167	87,308	357,46	434,82	94,65

Tabla 6.12. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.27. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.28. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/108.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo- excentricidad y su línea de tendencia.

En la *gráfica 6.28*, se observa como la carga máxima disminuye a medida que aumenta el hormigón, siguiendo un comportamiento correcto.

Por otro lado, se observa en la *gráfica 6.27* como la pendiente en la zona elástica se mantiene más o menos con estable para todos los grados de excentricidad. Además, se observa como la carga máxima se produce a menor desplazamiento a medida que aumenta la excentricidad. Esto es un comportamiento lógico ya que se trata de hormigón de 90 MPa y por tanto mantiene su resistencia hasta que rompe de forma más frágil que el hormigón convencional, eliminando así esa disminución de la pendiente en la zona elástica que se producía en el hormigón de 30 MPa.

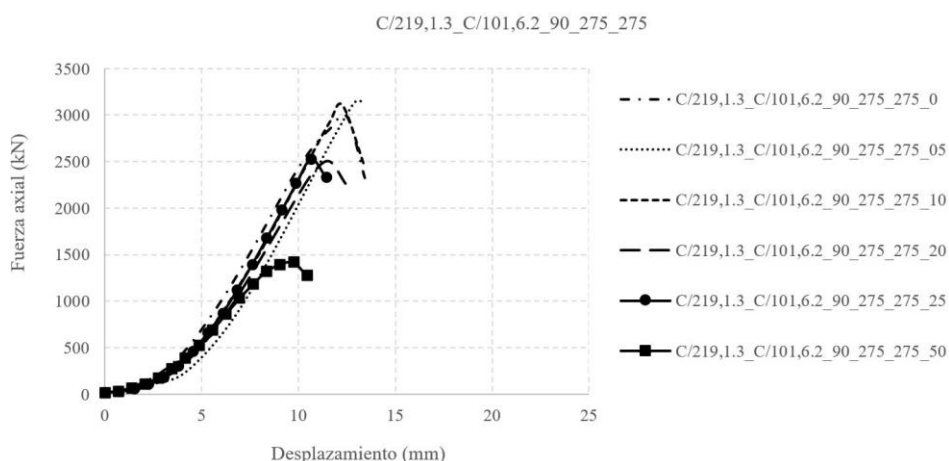
Por el contrario, se observa en la *gráfica 6.27* como en el pilar sometido a 50 mm de excentricidad presenta una caída brusca de la carga después de la rotura. esta pendiente es más pronunciada que en los pilares de 30 MPa debido a que el hormigón de 90 MPa presenta una rotura más frágil, como bien se explica en el apartado “2.5.2.1. Hormigón de alta resistencia” del capítulo 2.

➤ C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275

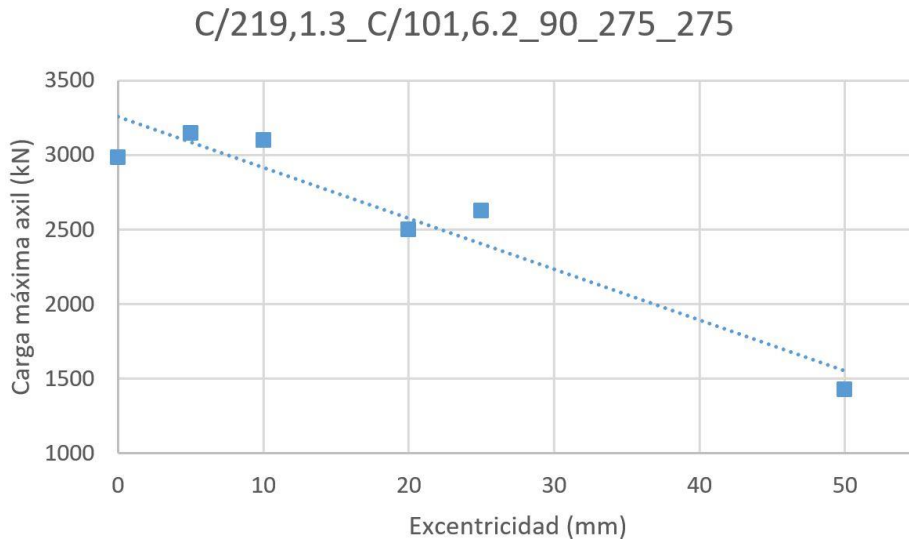
En la *tabla 6.13*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_C/101,6.2_90” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.29*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	0,000	2986,333	0,000	297,69	399,74	96,73
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	0,005	3149,999	15,750	357,46	399,74	96,73
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	0,010	3103,167	31,032	357,46	399,74	96,73
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	0,020	2503,000	50,060	357,46	399,74	96,73
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	0,025	2626,001	65,650	357,46	399,74	96,73
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	0,050	1428,997	71,450	357,46	399,74	96,73

Tabla 6.13. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.29. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.30. Bloque 3, pilares C/219,1.3_C/101,6.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Tanto en la *gráfica 6.29* como en la *gráfica 6.30* se observa un comportamiento similar al explicado en las *gráficas 6.27* y *6.28*.

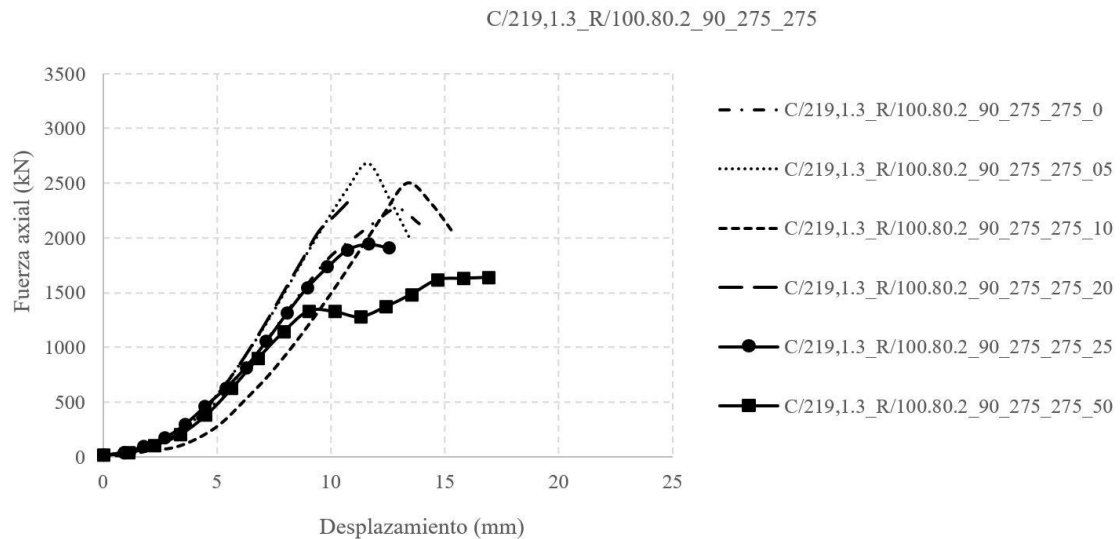
En cambio, en el pilar de la *gráfica 6.29* sometido a una excentricidad de 50 mm sí que se observa un comportamiento más dúctil en la zona posterior a la rotura, a diferencia de lo que ocurría con el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90 con excentricidad 50mm de la *gráfica 6.27*.

➤ C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275

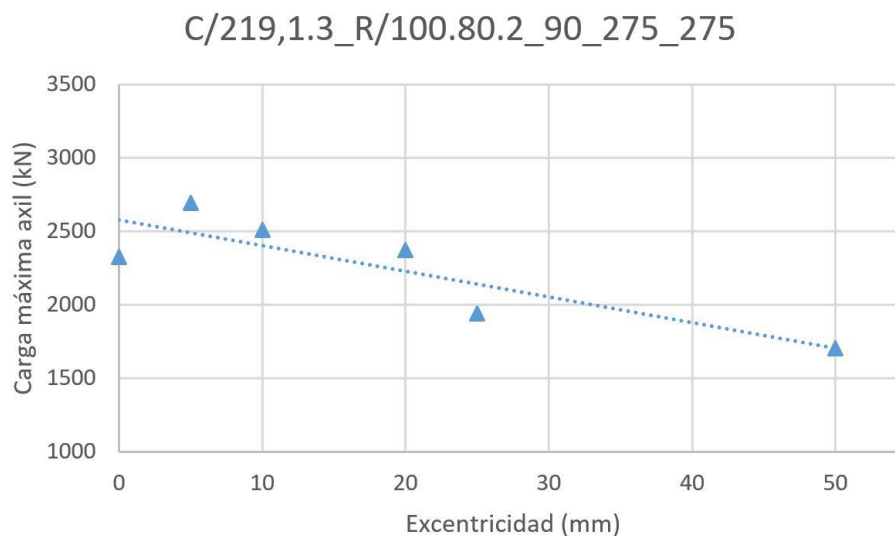
En la *tabla 6.14*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_R/100.80.2_90” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.31*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN·m)	f _{y,o,exp} (Mpa)	f _{y,i,exp} (Mpa)	f _{ck,exp} (Mpa)
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	0,000	2325,499	0,000	297,67	343,69	94,61
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	0,005	2695,167	13,476	317,69	343,69	94,61
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	0,010	2510,503	25,105	317,69	343,69	94,61
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	0,020	2372,499	47,450	317,69	343,69	94,61
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	0,025	1939,331	48,483	297,67	343,69	94,61
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	0,050	1704,331	85,217	297,67	343,69	94,61

Tabla 6.14. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.31. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.32. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/100.80.2, 90 MPa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

En cuanto a los pilares C/219,1.3_R/100.80.2_90 en la *gráfica 6.31*, destaca el comportamiento del pilar sometido a una excentricidad de 50 mm. Como se observa, y al igual que se ha comentado con anterioridad, se produce una absorción extra de carga una vez alcanzado un máximo posiblemente debido a fuerzas tangenciales producidas por el engranamiento y el confinamiento del hormigón. Este comportamiento no suele ser lógico en hormigones de 90 MPa, aunque posiblemente ha sido producido por la acción del momento aplicado que ha facilitado la aparición de las fuerzas tangenciales.

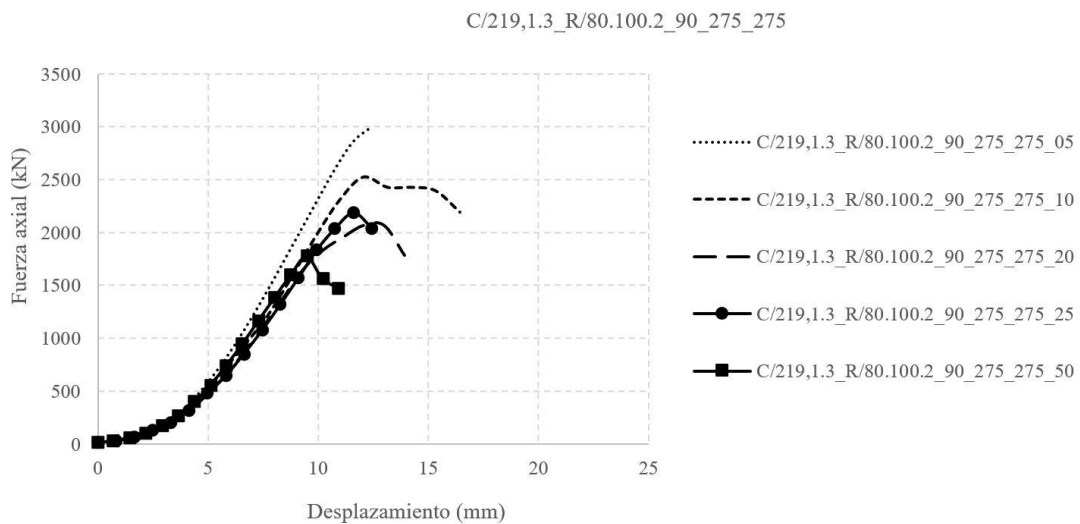
Por otro lado, se observa en la *gráfica 6.32* como el pilar sometido a una excentricidad de 0 mm presenta una carga máxima algo por debajo de lo que cabía esperar. Esto puede ser debido a algún fallo en la microestructura del hormigón.

➤ C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275

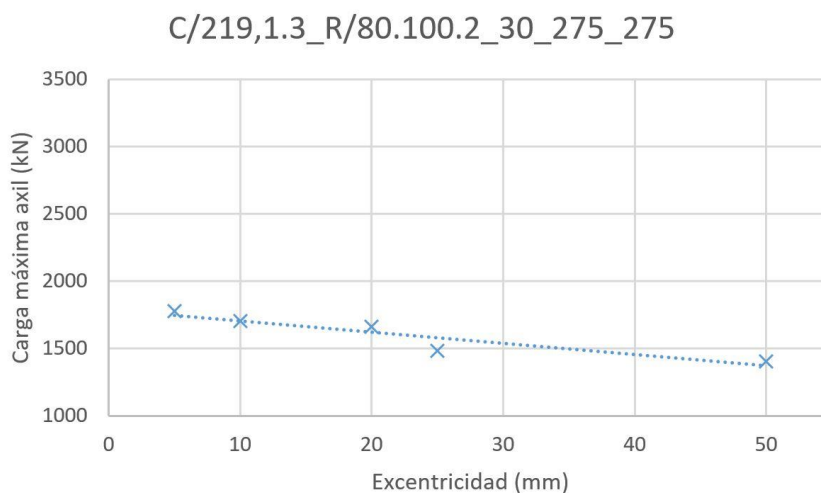
En la *tabla 6.15*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “C/219,1.3_R/80.100.2_90” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.33*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN·m)	fy,o,exp (Mpa)	fy,i,exp (Mpa)	fck,exp (Mpa)
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	0,005	3016,168	15,081	361,02	309,14	90,56
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	0,010	2574,335	25,743	361,02	309,14	90,56
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	0,020	2101,829	42,037	361,02	309,14	90,56
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	0,025	2184,997	54,625	361,02	309,14	90,56
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	0,050	1784,836	89,242	361,02	309,14	90,56

Tabla 6.15. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 MPa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.33. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 Mpa. Gráfica Axil-Desplazamiento.



Gráfica 6.34. Bloque 3, pilares C/219,1.3_R/80.100.2, 90 Mpa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

En estos pilares, se observa tanto en la *gráfica 6.33* como en la *gráfica 6.34* un comportamiento dentro de lo que cabía esperar. Se observa como la carga máxima disminuye a medida que la excentricidad aumenta y como el pico máximo se produce cada vez a menor desplazamiento, comportamientos explicados en casos anteriores.

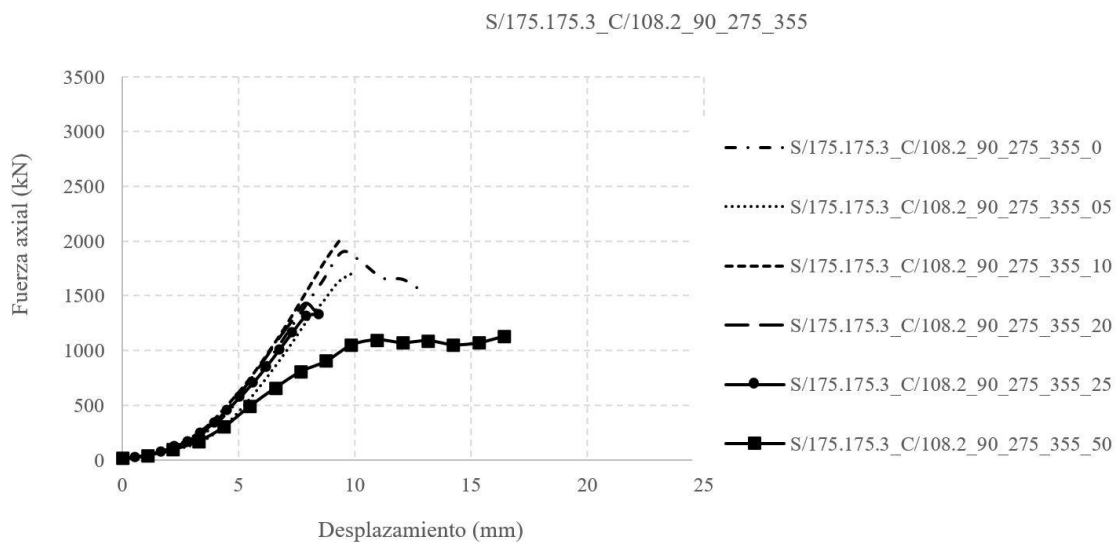
Un comportamiento poco coherente con la teoría se puede observar en la *gráfica 6.33* en el pilar C/219,1.3_R/80.100.2_20, el cual presenta un pico de carga máximo algo por debajo de lo que cabía esperar a la vez que se observa algo más desplazado a la derecha. Esto puede deberse a algún fallo en el hormigón que ha provocado su rotura antes de llegar al máximo teórico y haya propiciado que el acero suavizase ese pico máximo debido a su comportamiento dúctil.

➤ S/175.175.3_C/108.2_90_275_355

En la *tabla 6.16*, se observa la tabla correspondiente al axil máximo y el momento experimentado por los pilares “S/175.175.3_C/108.2_90” para diferentes grados de excentricidad. Por otro lado, en la *gráfica 6.35*, se representa el axil en función del desplazamiento para cada uno de dichos pilares.

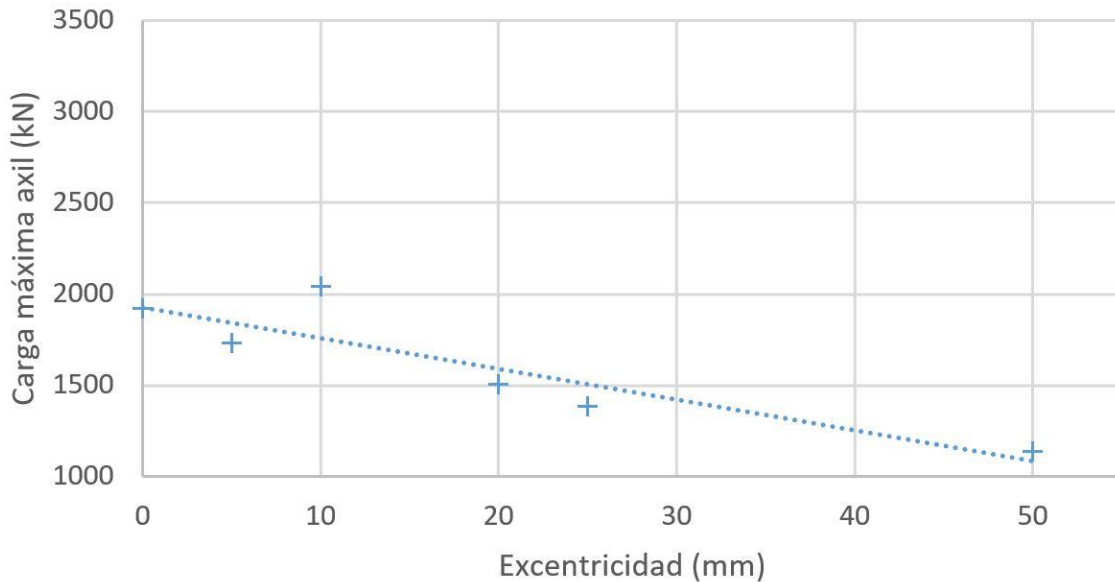
Nombre	e (m)	Nexp (kN)	Mexp (kN-m)	fy,o,exp (Mpa)	fy,i,exp (Mpa)	fck,exp (Mpa)
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	0,000	1919,335	0,000	233,32	364,5	89,62
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	0,005	1729,833	8,649	233,32	364,5	89,62
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	0,010	2041,333	20,413	233,32	364,5	89,62
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	0,020	1507,834	30,157	233,32	364,5	89,62
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	0,025	1385,831	34,646	233,32	364,5	89,62
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	0,050	1135,501	56,775	233,32	364,5	89,62

Tabla 6.16. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Tabla carga máxima y momento.



Gráfica 6.35. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Gráfica Axil-Desplazamiento.

S/175.175.3_C/108.2_90_275_355



Gráfica 6.36. Bloque 3, pilares S/175.175.3_C/108.2, 90 Mpa. Gráfica Axil máximo-excentricidad y su línea de tendencia.

Respecto a los pilares S/175.175.3_C/108.2, se puede observar como en la gráfica 6.35 destaca el comportamiento dúctil del pilar sometido a excentricidad 50mm. Al igual que ocurría con pilares similares anteriores, posiblemente producido por el momento aplicado en la excentricidad y por el confinamiento del hormigón, que propician la aparición de fuerzas tangenciales (engranamiento) una vez roto el hormigón y permite la absorción de una cantidad de energía extra.

Fijándose en la gráfica 6.36, se observa como el pilar S/175.175.3_C/108.2 de excentricidad 10 presenta un axil máximo superior a las demás excentricidades. A pesar de ello, se observa como la línea de tendencia indica que la carga axil máxima disminuye conforme aumenta la excentricidad, como indica la teoría.

6.2.3.3. Excentricidades

En este apartado, se plasman las diferentes gráficas que representan la fuerza axil en función del desplazamiento para los diferentes grados de excentricidad, de modo que se pueda ver cómo ha afectado dicho valor a los diferentes tipos de pilares y geometrías.

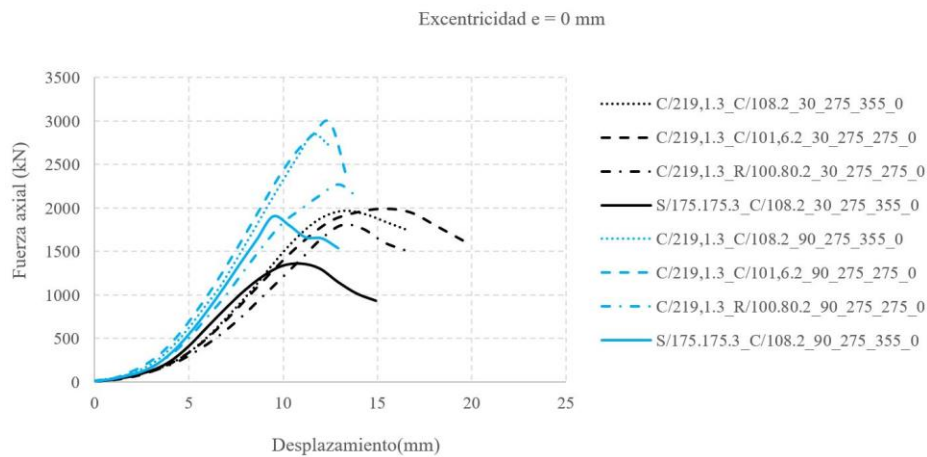
Como se puede observar en las gráficas 6.37-6.42, se aprecia claramente que todos los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa presentan un módulo de Young superior a los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa. Esto es algo lógico pues el pilar de 90 MPa está capacitado para soportar mayor carga.

Además, también se observa claramente como los pilares con hormigón de 90 MPa presentan en su carga máxima un comportamiento más frágil que los pilares de 30 MPa, que presentan una curvatura en la zona de la rotura más suave. Esto

se debe a que como se explica en el apartado “2.5.2.1. *Hormigón de alta resistencia*” del capítulo 2, en el momento de la rotura, en la microestructura del hormigón de 30 MPa se produce un engranamiento de forma que aparecen esfuerzos tangenciales que permiten una absorción extra de energía. Esto no ocurre en el hormigón de 90 MPa, de modo que su rotura se produce de forma más instantánea.

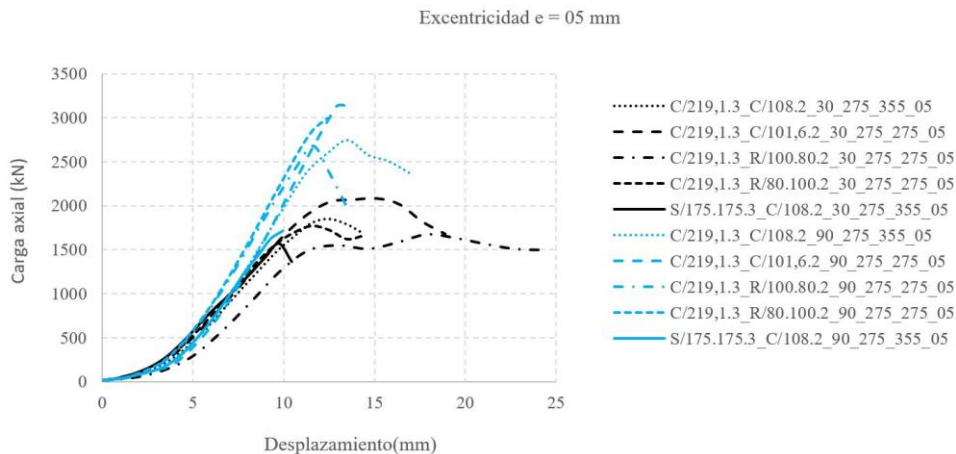
Además, también se debe a que en el momento de la rotura de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa, el pilar está sometido a una mayor carga axial que los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, por tanto el comportamiento dúctil del acero en estos rangos es menos notable, y por tanto no tiene la capacidad de suavizar la curva, o lo que es lo mismo, el acero se ve comprimido más bruscamente debido al mayor estado energético en el que se encuentra.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.37*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 0 mm:



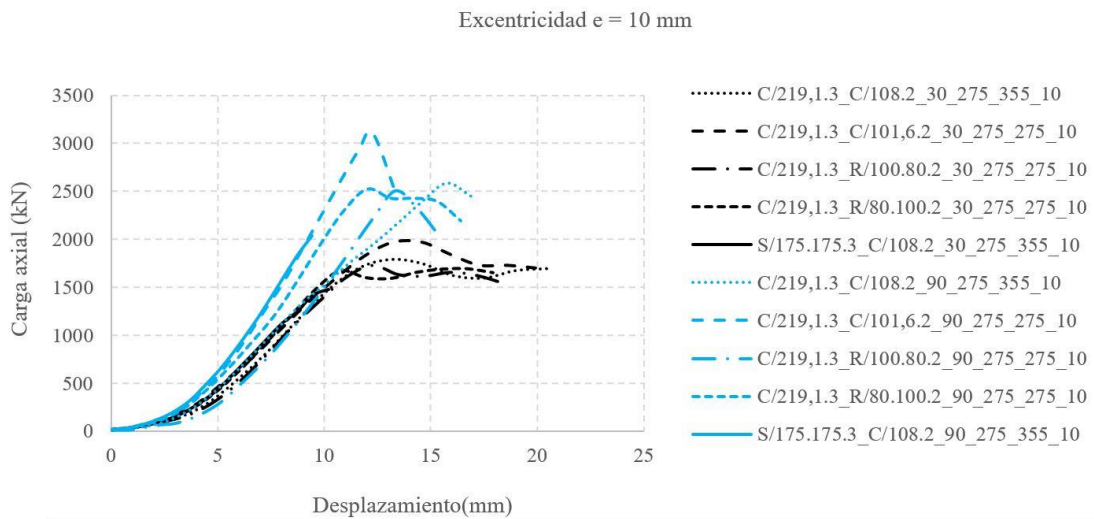
Gráfica 6.37. Bloque 3, Pilares con excentricidad 0 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.38*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 5 mm:



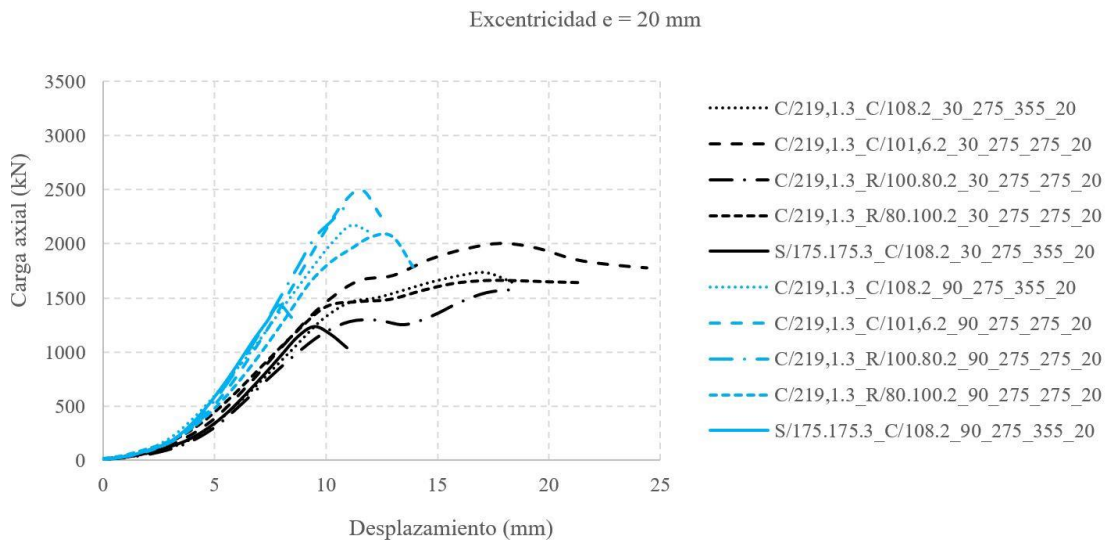
Gráfica 6.38. Bloque 3, Pilares con excentricidad 5 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.39*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 10 mm:



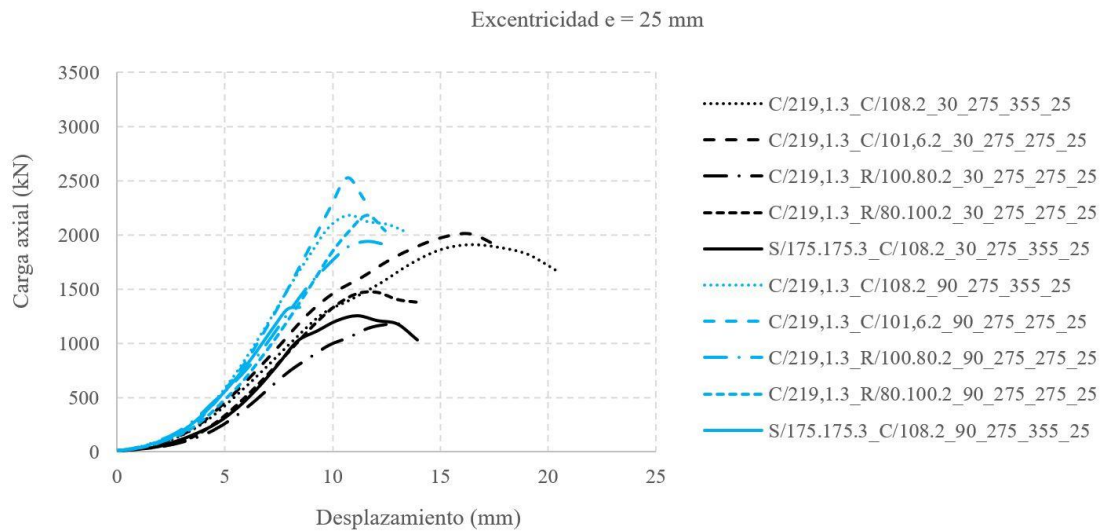
Gráfica 6.39. Bloque 3, Pilares con excentricidad 10 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.40*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 20 mm:



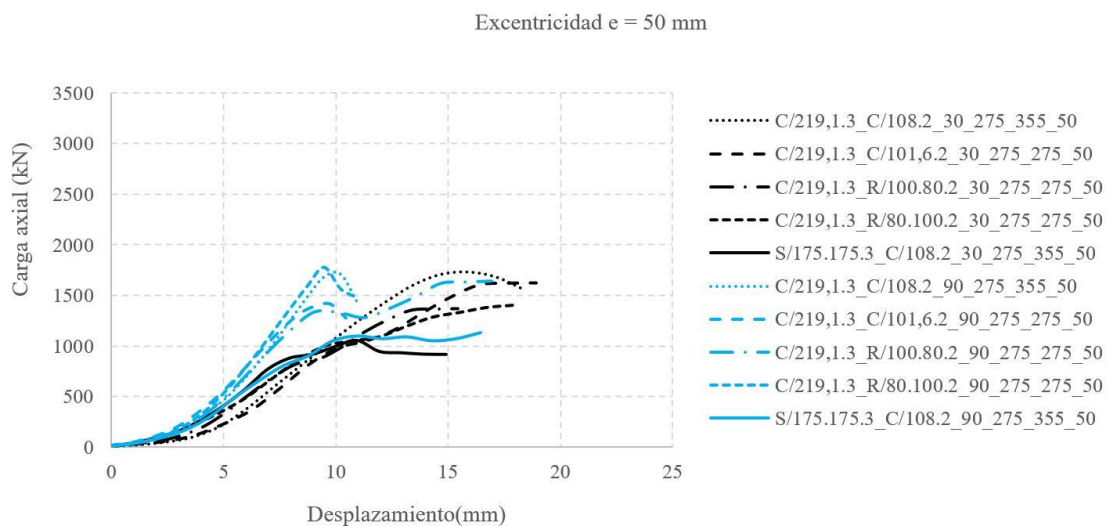
Gráfica 6.40. Bloque 3, Pilares con excentricidad 20 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.41*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 25 mm:



Gráfica 6.41. Bloque 3, Pilares con excentricidad 25 mm.

A continuación, se plasma la *gráfica 6.42*, con los pilares del bloque 3 ensayados con excentricidad 50 mm:



Gráfica 6.42. Bloque 3, Pilares con excentricidad 50 mm.

En la *gráfica 6.37*, se observa como es el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90_0 es el que más carga axial soporta. Se podría pensar en un primer momento que el pilar C/219,1.3_C/108.2_90_0 debería ofrecer mayor carga axial pues tiene más diámetro interior, el tubo de acero interior tiene un valor de límite elástico teórico mayor y además todos los otros parámetros son semejantes.

Esto se debe a que, como se puede observar como en las *tablas 6.12 y 6.13*, el valor del límite elástico del tubo interior en valores experimentales es mayor en el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90_0. Esto se refleja por tanto en un mayor axial. Además, este dato puede también ser justificado de forma teórica, aplicando la fórmula del axial teórico del EC4 “apartado 4.4. Resistencia axial de la sección” de este mismo trabajo. Se obtiene una carga axial teórica máxima de 2604 kN para

el pilar C/219,1.3_C/108.2_90_0 y un valor de 2764 kN para el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90_0, quedando por tanto la posible duda resuelta.

En la *gráfica 6.38*, se observa como el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90 es el que mayor carga axial soporta. Aunque este tiene un diámetro del tubo de acero interior menor que el pilar C/219,1.3_C/108.2_90, esto se debe a que el tubo de acero exterior del pilar C/219,1.3_C/101,6.2_90 posee un límite elástico superior, por tanto, tiene mayor capacidad para absorber energía. Esto se repite para el resto de ensayos con diferente excentricidad.

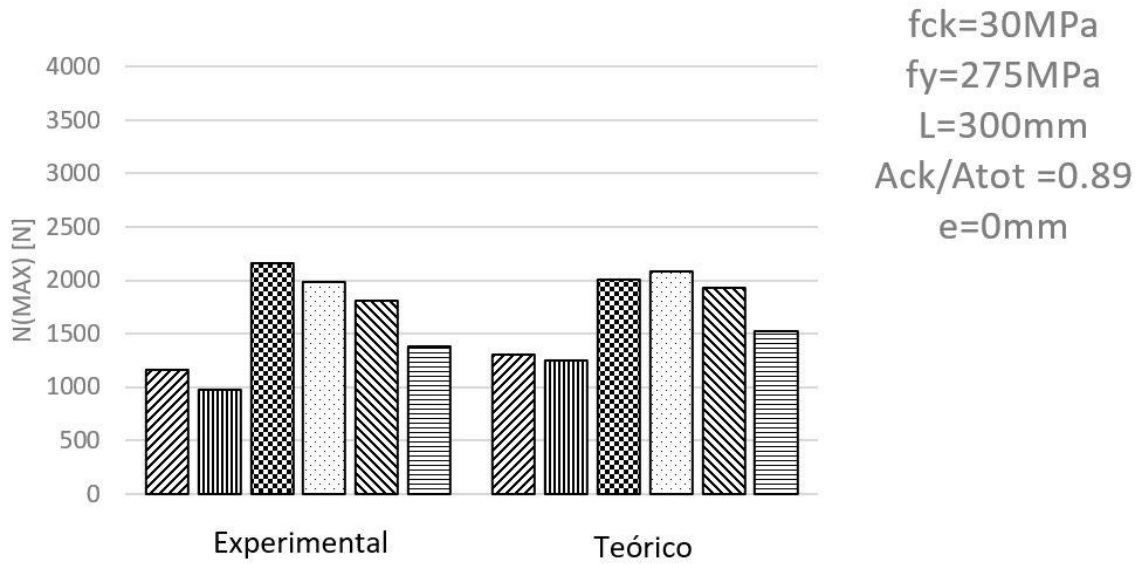
Otro comportamiento importante a destacar en estas *gráficas 6.37-6.42* tiene que ver con los pilares C/219,1.3_R/100.80.2 y C/219,1.3_R/80.100.2. Se puede observar que, a pesar de tener ambos la misma área seccional, el pilar C/219,1.3_R/80.100.2 alcanza en todas las excentricidades una mayor carga axial, tanto en los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa como en los de 90 MPa. Esto se debe a que, al poseer un tubo de acero interior con geometría rectangular, el pilar C/219,1.3_R/80.100.2 se ha ensayado por el eje que posee mayor momento de inercia (eje fuerte), por tanto, en los ensayos con excentricidad, tiene mayor capacidad de absorción de energía ya que soporta mejor el momento aplicado.

Esta explicación no sería válida en el ensayo sin excentricidad (excentricidad 0mm). En cambio, el motivo por que en la excentricidad 0mm el pilar C/219,1.3_R/80.100.2 soporta mayor carga axial que el pilar C/219,1.3_R/100.80.2 se debe a que el primero posee un límite elástico mayor en el tubo de acero exterior.

Finalmente, otro pilar que destaca es el pilar S/175.175.3_C/108.2. Como se puede observar en estas mismas *gráficas 6.37-6.42*, este pilar es el que menos carga soporta en todas las excentricidades, tanto los rellenos con hormigón de 90 MPa como los rellenos con hormigón de 30 MPa. Esto se debe a que debido a la geometría que posee, es el pilar que menos hormigón en su interior presenta, y, por tanto, no tienen la misma capacidad de soportar la carga que los demás. Otro motivo por el que presenta las peores condiciones se debe a que el tubo exterior de acero es el que menor límite elástico posee.

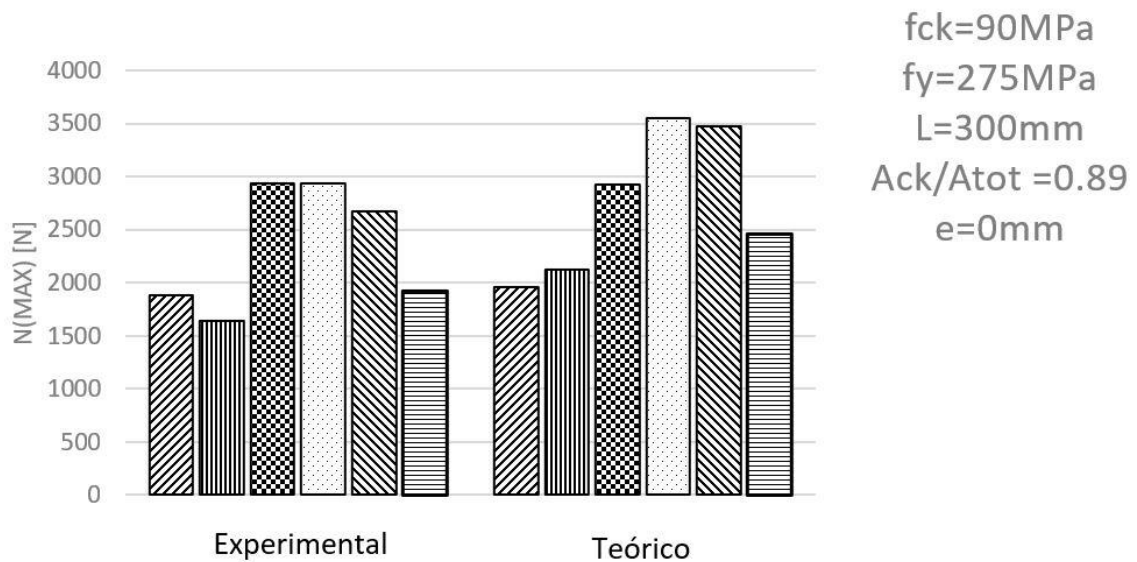
6.3. GEOMETRÍA ÓPTIMA

A continuación, en las siguientes *gráficas 6.44-6.46*, se muestra una comparativa de las diferentes geometrías ensayadas. A partir de esta comparativa, se puede determinar qué geometría es la óptima. Dichas gráficas se han realizado de forma que los pilares a comparar poseen suficientes características en común para obtener conclusiones coherentes. Dichos pilares poseen la misma calidad de hormigón y acero, la misma longitud, la misma excentricidad y la misma relación de áreas Área de hormigón en función del Área total.



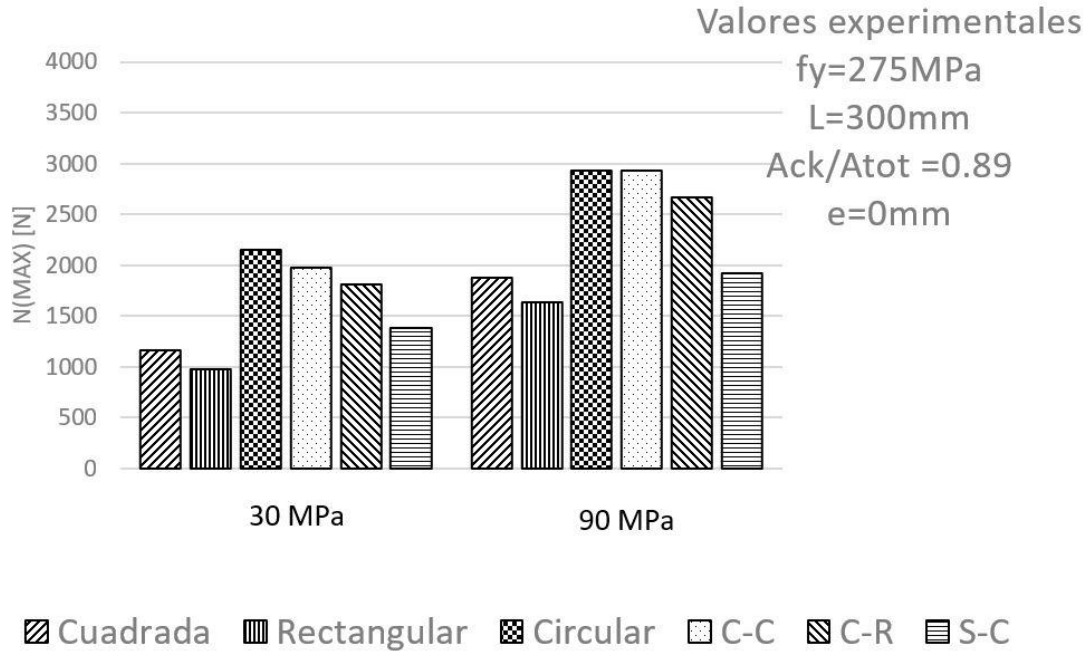
Cuadrada
 Rectangular
 Circular
 C-C
 C-R
 S-C

Gráfica 6.43. Comparativa pilares 30 MPa, experimental-teórico.



Cuadrada
 Rectangular
 Circular
 C-C
 C-R
 S-C

Gráfica 6.44. Comparativa pilares 90 MPa, experimental-teórico.



Gráfica 6.45. Comparativa pilares 30 MPa y 90 MPa.

Como se puede observar en las *gráficas 6.43 y 6.44*, los valores experimentales obtenidos mantienen cierta similitud con los valores teóricos esperados, tanto en los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa como con los rellenos con hormigón de 90 MPa.

En la *gráfica 6.43*, se observa como la geometría que mayor axil alcanza es la geometría circular, seguida de la geometría circular de doble tubo. Esto mismo ocurre en los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa (*gráfica 6.44*), de nuevo la geometría circular tanto CFST como CFDSST es la que mejores prestaciones ofrece.

También en la *gráfica 6.44* se puede observar como los valores teóricos de los pilares CFDSST no se ajustan a los valores experimentales obtenidos. Esto puede deberse a que los parámetros y ecuaciones del EC4 no son adecuados para el análisis de los pilares CFDSST ni para el hormigón de 90 MPa. Esta misma problemática se estudia y analiza de forma más profunda en el siguiente capítulo, “*Capítulo 7: Comparación con el Eurocódigo 4*”.

Por último, se observa en el diagrama de barras de la *gráfica 6.45* como los pilares que mayor carga axil soportan son los pilares circulares CFST y CFDSST rellenos con hormigón de 90 MPa. Además, también se puede observar como estos mismos pilares, pero rellenos con hormigón de menor calidad, alcanzan mayores axiles que los pilares rectangulares, cuadrados y de doble tubo cuadrados (S-C) rellenos con hormigón de 90 MPa.

Por tanto, se puede concluir con que la geometría que ofrece las mejores prestaciones para unas mismas condiciones de trabajo, y, por tanto, la geometría óptima, es la geometría de sección circular, tanto de tipo CFDSST como CFST. Ofreciendo ambos pilares resultados muy parejos y superiores a todos los demás.

Capítulo 7

COMPARACIÓN CON EL

EUROCÓDIGO 4

EN ESTE CAPÍTULO, SE CALCULAN LOS PILARES A PARTIR DE LAS ECUACIONES PRESENTES EN EL EUROCÓDIGO 4 Y SE DETERMINA SI ES POSIBLE O NO PARAMETRIZAR ESTOS PILARES A PARTIR DE DICHA NORMATIVA EUROPEA.

7.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se comparan los resultados experimentales de los pilares ensayados, tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST, con los cálculos teóricos a partir de los métodos del Eurocódigo 4, de forma que se pueda obtener si es posible o no parametrizar dichos pilares a partir de la normativa europea.

Para ello, se realizan las siguientes gráficas:

- Ratio $\frac{N_{exp}}{N_{EC4}}$ en función de la excentricidad.
- N_{exp} (kN) y N_{EC4} (kN) en función del momento M_{exp} (kN·m).

Estas gráficas se realizan para cada uno de los 3 bloques de pilares ensayados, a excepción de la gráfica en función del momento M_{exp} para los pilares del bloque 1, pues estos no han sido ensayados para diferentes excentricidades.

Además, también se calcula si los pilares cumplen con lo marcado en el Eurocódigo 4 con lo referente a la contribución del acero y a la esbeltez relativa. Ambos parámetros aparecen definidos en el “Capítulo 4”, apartado “4.3. Método de cálculo simplificado” de este mismo trabajo.

Respecto a la primera gráfica nombrada, el ratio $\frac{N_{exp}}{N_{EC4}}$, es un ratio de seguridad unitario en el que, si su valor es mayor que la unidad, significa que el axil experimental N_{exp} es mayor que el axil teórico N_{EC4} , por tanto, el valor experimental del pilar supera los valores límites de seguridad establecidos por el EC4 en cuanto a la carga axil. En este caso, se trataría de un pilar que cumple con la normativa.

En caso contrario, si el valor N_{exp}/N_{EC4} no supera la unidad, se trataría de un pilar que no cumple con los valores de seguridad y por tanto no sería apto, o de lo contrario, se trataría de un pilar que, debido a sus características, no puede ser parametrizado o analizado a partir de las ecuaciones del EC4.

En cuanto al segundo tipo de gráfica a emplear en este capítulo, la gráfica que plasma la carga axil experimental N_{exp} (kN) y la carga teórica calculada a partir de los parámetros del EC4 N_{EC4} (kN) en función del momento M_{exp} (kN·m), indica si un pilar es apto y cumple con los requisitos de axil y momento aplicados simultáneamente.

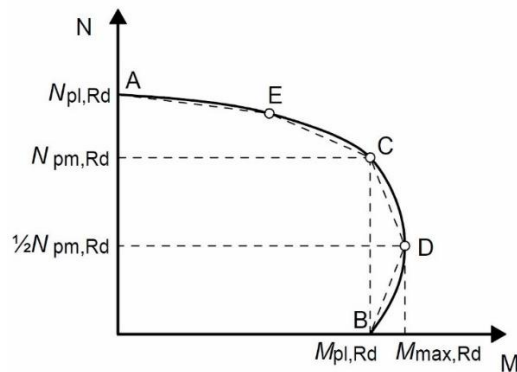
En esta gráfica, si la curva N_{exp} aparece por encima de la curva N_{EC4} , se trata de un pilar apto y que cumple con lo explicado. En cambio, si la curva N_{exp} aparece por debajo de N_{EC4} , se trataría de un pilar que no cumple con los valores mínimos fijados por el Eurocódigo 4, o que se trata de un pilar que no puede ser parametrizado o analizado a partir del eC4.

7.2. ECUACIONES TEÓRICAS DEL EUROCÓDIGO 4

Para poder realizar la comparativa con el Eurocódigo 4, se calcula para cada espécimen los parámetros que definen su comportamiento a partir de las ecuaciones presentes en dicha ley vigente en Europa (EC4).

Dichos cálculos, aparecen explicados detalladamente en el “capítulo 4” de este documento. A continuación, se hace un resumen de los cálculos a realizar:

En la *gráfica 7.1*, se observa el comportamiento que define el EC4 donde se representa como varía la carga axial del pilar en función del momento registrado.



Gráfica 7.1. Axil en función del momento.

Dicha gráfica, aparece seccionada en varios puntos que representan diferentes estados de carga en el momento del ensayo. Dichos puntos o estados aparecen definidos en la siguiente *imagen 7.1*:

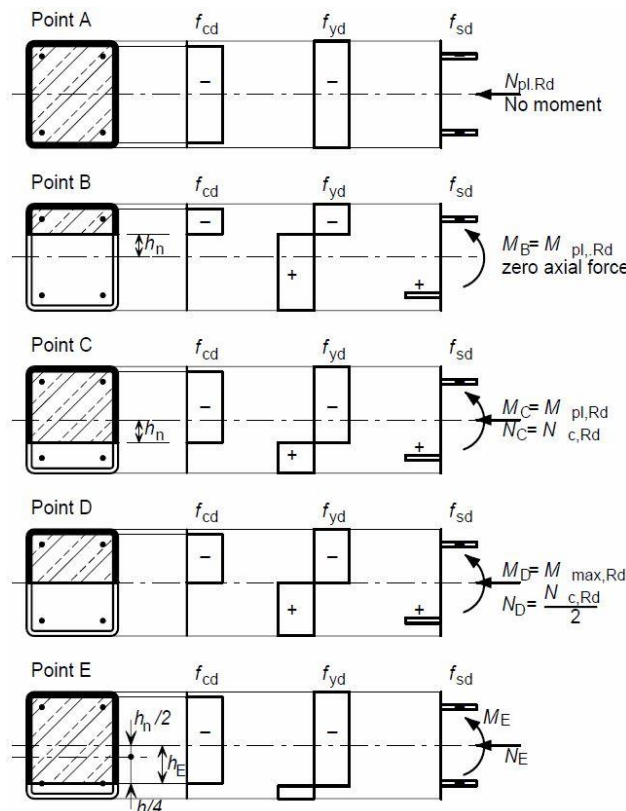


Imagen 7.1. Puntos de carga de la curva de interacción N-M.

El punto A, indica la carga axil que soporta el pilar a compresión sin la presencia de momento aplicado. En este punto:

$$N_A = N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_{ck} \cdot f_{ck} \quad [N]$$

$$M_A = 0 \quad [N \cdot m]$$

Donde:

A_a Área de la sección de acero (m^2)

A_{ck} Área de la sección del hormigón (m^2)

f_{yd} Límite elástico del acero (Pa)

f_{ck} Límite elástico del hormigón (Pa)

El punto B, corresponde con el momento que soporta el pilar en el momento que no existe carga axil aplicada. En este punto:

$$N_B = 0 \quad [N]$$

$$M_B = M_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 \cdot f_{ck} \cdot (W_{pc} - W_{pcn}) \quad [N \cdot m]$$

Donde:

W_{pa}, W_{pc} Son módulos plásticos del acero y del hormigón, respectivamente.

W_{pan}, W_{pcn} Son módulos plásticos del acero y del hormigón, respectivamente, en la zona de amplitud h_n marcada. (Ver imagen 7.1)

Siendo estos módulos, para sección circular:

$$W_{pa} = 4 \cdot R^2 \cdot t \quad [m^3]$$

$$W_{pc} = \frac{4}{3} \cdot (R - t)^3 \quad [m^3]$$

$$W_{pan} = 2 \cdot t \cdot h_n^2 \quad [m^3]$$

$$W_{pcn} = (2 \cdot R - 2 \cdot t) \cdot h_n^2 \quad [m^3]$$

$$h_n = \frac{(A_{ck} \cdot f_{ck})}{(4 \cdot R \cdot f_{ck}) + (4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{ck}))} \quad [m]$$

Para secciones cuadradas o rectangulares:

$$W_{pa1} = 2 \cdot \left(r \cdot (b - 2 \cdot r) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{r}{2} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pa2} = 2 \cdot \left(b \cdot \left(\frac{h}{2} - r \right) \cdot \left(\frac{h-2 \cdot r}{4} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pa3} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} \cdot r^2 \cdot \left(\left(\frac{h}{2} \right) - r + \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pa} = W_{pa1} + W_{pa2} + W_{pa3} - W_{pc} \quad [m^3]$$

$$W_{pc1} = 2 \cdot \left(r_{int} \cdot (b - 2 \cdot (t + r_{int})) \cdot \left(\frac{h - 2 \cdot t - r_{int}}{2} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pc2} = 2 \cdot \left((b - 2 \cdot t) \cdot \left(\frac{h}{2} - t - r_{int} \right) \cdot \left(\frac{h - 2 \cdot t - 2 \cdot r_{int}}{2} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pc3} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} \cdot r_{int}^2 \cdot \left(\frac{h}{2} - t - r_{int} + \frac{4 \cdot r_{int}}{3 \cdot \pi} \right) \right) \quad [m^3]$$

$$W_{pc} = W_{pc1} + W_{pc2} + W_{pc3} \quad [m^3]$$

$$W_{pan} = 2 \cdot t \cdot h_n^2 \quad [m^3]$$

$$W_{pcn} = (d - 2 \cdot t) \cdot h_n^2 \quad [m^3]$$

$$h_n = \frac{(A_{ck} \cdot f_{ck})}{(2 \cdot d \cdot f_{ck}) + (4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{ck}))} \quad [m]$$

$$r_{int} = t$$

$$r = t$$

Donde:

b Anchura b del área seccional del tubo

h Altura h del área seccional del tubo

t Espesor del tubo

El punto C, es un estado de cargas en el que se somete al pilar tanto a carga axil como de momento, de valor:

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_{ck} \cdot f_{ck} \quad [N]$$

$$M_C = M_{pl,Rd} \quad [N \cdot m]$$

El punto D, es el estado de cargas en el que se somete al pilar a una carga axil y momento de valor:

$$N_D = \frac{N_{pm,Rd}}{2} \quad [N]$$

$$M_D = M_{max,Rd} = f_{yd} \cdot (W_{pa}) + 0.5 \cdot f_{ck} \cdot (W_{pc}) \quad [N \cdot m]$$

El punto E, es el estado de cargas que se sitúa entre el punto A y C de la curva. Este punto es opcional, ya que se puede representar con gran precisión el comportamiento del pilar sin la necesidad de calcular dicho punto. En cambio, resulta de utilidad emplear dicho punto si se desea realizar un diseño económico de mayor precisión. Este punto se rige por un valor de carga axial y momento de:

$$N_E = N_{E,Rd} = b \cdot (h_E - h_n) \cdot f_{ck} + 2 \cdot t \cdot (h_E - h_n) \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{ck}) \quad [N]$$

$$M_E = M_{E,Rd} = f_{yd} \cdot (W_{pa} - W_{pan,E}) + 0.5 \cdot f_{ck} \cdot (W_{pc} - W_{pcn,E}) \quad [N \cdot m]$$

Geometría circular:

$$h_E = 0.5 \cdot h_n + 0.5 \cdot R \quad [m]$$

Geometría cuadrada o rectangular:

$$h_E = 0.5 \cdot h_n + 0.25 \cdot h \quad [m]$$

Los valores de $W_{pan,E}$ y $W_{pcn,E}$ se calculan con las mismas fórmulas que W_{pan} y W_{pcn} , respectivamente, sustituyendo el valor de h_n por h_E , teniendo en cuenta la ecuación a utilizar según la geometría de la sección tratada.

7.2.1. Pilares CFDSST

Para el cálculo teórico de los pilares de doble piel, no es posible utilizar las ecuaciones de los límites plásticos del EC4, pues en ellos no se tiene en cuenta el valor del límite elástico del acero interior. Por ello, para este tipo de pilares, es necesario el cálculo desde cero de estos parámetros.

El valor de h_n para los pilares CFDSST es similar al anterior solo que se añade el valor del límite elástico del tubo interior de acero, quedando, por tanto:

$$h_n = \frac{(A_{ck} \cdot f_{ck}) - A_{yd,i} \cdot (2 \cdot f_{yd,i} - f_{ck})}{(2 \cdot d \cdot f_{ck}) + (4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd,o} - f_{ck}))} \quad [m]$$

El cálculo de los axiles máximos teóricos para los pilares CFDSST es similar a lo explicado anteriormente solo que teniendo en cuenta el nuevo valor de h_n . En cambio, para el cálculo del momento teórico, es necesario calcular los módulos plásticos, tal y como se explica a continuación.

Cuando el pilar es sometido a flexión, cierta parte de la sección de este queda sometida a tracción y la otra a compresión. Este valor de tracción y compresión, como se puede observar en la *imagen 7.2*, es mayor a medida que se aleja del

eje neutro, de forma que la zona más alejada del eje neutro es la más crítica y por tanto la primera que se verá sometida a un efecto plástico.

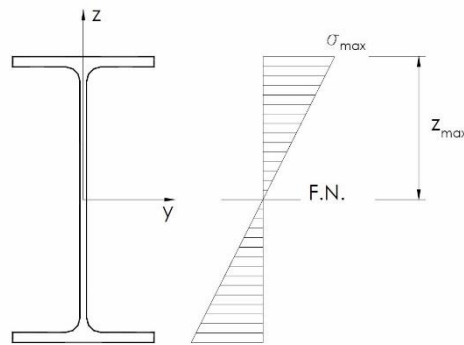


Imagen 7.2. Distribución de tensiones elásticas en la sección.

Cuando esta flexión aplicada propicia que toda la sección alcance su límite máximo elástico, dicha sección entra en el régimen plástico, de forma que la distribución de carga queda tal y como se muestra en la *imagen 7.3*.

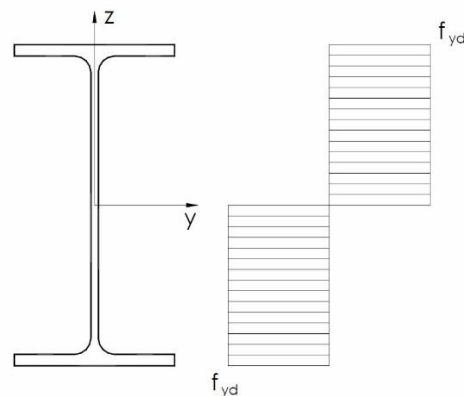


Imagen 7.3. Distribución de tensiones plásticas en la sección.

Para este estado tensional, para que la sección esté en equilibrio, es necesario que la fuerza resultante de la parte comprimida sea igual a la parte traccionada, de modo que, sabiendo que:

$$M_{pl,rd} = f_y \cdot W_{pl,rd}$$

Del equilibrio de tensiones se obtiene:

$$A_{comp} \cdot z_{comp} \cdot f_y + A_{trac} \cdot z_{trac} \cdot f_y = M_{pl,rd}$$

Siendo:

A_i Área de la zona a tracción o compresión.

z_i Distancia desde el centro geométrico al eje neutro de la zona a tracción o compresión.

$W_{pl,rd}$ Módulo plástico.

Por tanto, se obtiene que el módulo plástico de la sección es:

$$W_{pl,rd} = A_{comp} \cdot z_{comp} + A_{trac} \cdot z_{trac}$$

En los siguientes apartados, se muestran los valores en forma de gráficas. Todo el procedimiento y tablas hasta la obtención de estos valores se adjunta en el anexo de este trabajo.

7.3. PILARES ENSAYADOS

A continuación, en este apartado, se muestran las gráficas y tablas mediante las que se comparan los datos experimentales de los pilares ensayados con los cálculos teóricos basados en el EC4.

Mediante esta comparativa, se decidirá si es posible parametrizar dichos pilares mediante el EC4 o de lo contrario, se necesita la remodelación de dicho documento europeo o la elaboración de otro para tal fin.

7.3.1. Bloque 1 de pilares ensayados

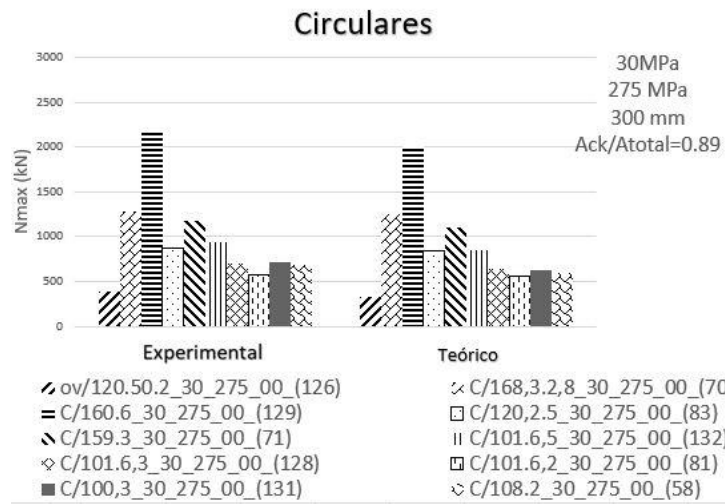
En este apartado, se comparan los pilares CFST del bloque 1 con el Eurocódigo 4.

En las *gráficas 7.2 y 7.3*, se puede observar el diagrama de barras de los pilares circulares y ovalados tanto rellenos con hormigón de 30 MPa como de 90 MPa del bloque 1.

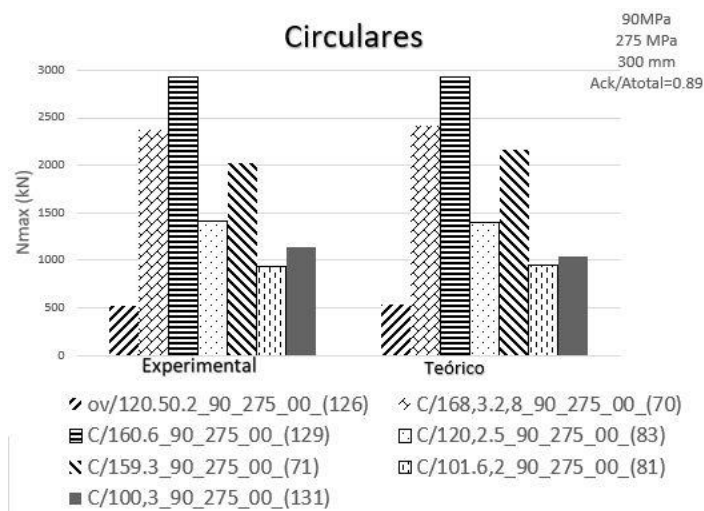
En las *gráficas 7.4 y 7.5*, se puede observar el diagrama de barras de los pilares rectangulares y cuadrados tanto rellenos con hormigón de 30 MPa como de 90 MPa del bloque 1.

Del mismo modo, en la *gráfica 7.3*, se puede observar el diagrama de dispersión de los pilares de 30 MPa y de 90 MPa del bloque 1 de sección circular.

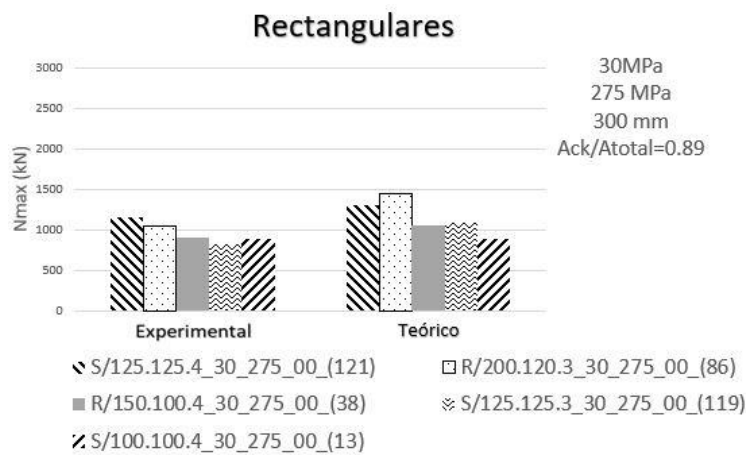
Además, en la *tabla 7.1 y tabla 7.2*, se pueden observar estos mismos valores en forma de filas y columnas.



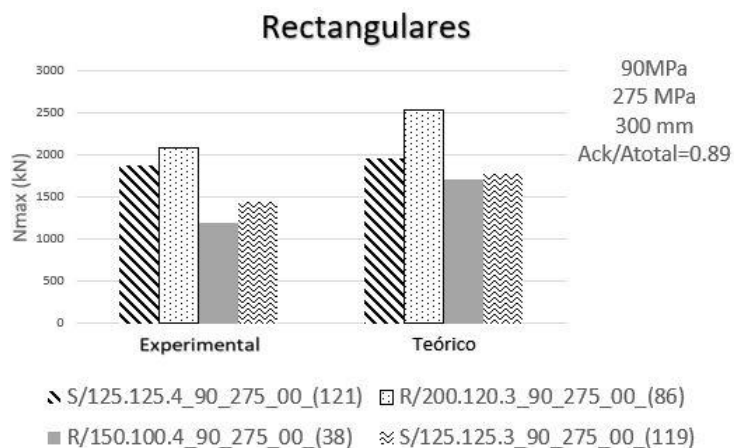
Gráfica 7.2. Diagrama de barras N_{exp} y $N_{pl,Rd}$. Bloque 1. 30 MPa, pilares sección circular y ovalada.



Gráfica 7.3. Diagrama de barras N_{exp} y $N_{pl,Rd}$. Bloque 1. 90 MPa, pilares sección circular y ovalada.



Gráfica 7.4. Diagrama de barras N_{exp} y $N_{pl,Rd}$. Bloque 1. 30 MPa, pilares sección rectangular y cuadrada.



Gráfica 7.5. Diagrama de barras N_{exp} y $N_{pl,Rd}$. Bloque 1. 90 MPa, pilares sección rectangular y cuadrada.

Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
S/125.125.4_30_275_00_(121)	1158,499	1307,928
S/125.125.3_30_275_00_(119)	823,999	1094,326
S/100.100.4_30_275_00_(13)	885,831	888,885
R/200.120.3_30_275_00_(86)	1041,496	1448,574
R/150.100.4_30_275_00_(38)	911,829	1052,262
Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	384,333	331,080
Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
C/168,3,2,8_30_275_00_(70)	1282,331	1246,668
C/160.6_30_275_00_(129)	2154,000	2010,212
C/159.3_30_275_00_(71)	1185,002	1108,309
C/120,2,5_30_275_00_(83)	878,663	841,578
C/108.2_30_275_00_(58)	693,498	604,764
C/101,6,5_30_275_00_(132)	941,997	845,465
C/101,6,3_30_275_00_(128)	703,164	639,314
C/101,6,2_30_275_00_(81)	582,497	554,279
C/100,3_30_275_00_(131)	723,831	631,916

Tabla 7.1. Tabla de valores axiales. Bloque 1, pilares 30 MPa.

Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
S/125.125.4_90_275_00_(121)	1882,331	1960,346
S/125.125.3_90_275_00_(119)	1440,169	1769,239
R/200.120.3_90_275_00_(86)	2090,497	2541,768
R/150.100.4_90_275_00_(38)	1187,668	1707,683
Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	522,499	534,589
Nombre	N_{exp} (kN)	$N_{pl,rd}$ (kN)
C/168,3,2,8_90_275_00_(70)	2375,165	2411,559
C/160.6_90_275_00_(129)	2932,331	2929,043
C/159.3_90_275_00_(71)	2020,997	2164,733
C/120,2,5_90_275_00_(83)	1415,665	1394,576
C/101,6,5_90_275_00_(132)	1310,496	1237,368
C/101,6,3_90_275_00_(128)	1074,835	1066,191
C/101,6,2_90_275_00_(81)	935,663	948,629
C/100,3_90_275_00_(131)	1140,998	1044,624

Tabla 7.2. Tabla de valores axiales. Bloque 1, pilares 90 MPa.

En las *gráficas 7.2 - 7.5*, se puede observar como todos los axiles máximos teóricos se acercan bastante a los obtenidos experimentalmente, de modo que se puede decir que estas ecuaciones simulan la realidad de forma correcta.

Se observa como existe una notable mejoría en los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa respecto a los rellenos con hormigón de 30 MPa de la misma geometría.

No obstante, se observa como existen pilares circulares rellenos con hormigón de 30 MPa que alcanzan mayores cargas máximas que los pilares rectangulares de 90 MPa. Esto se debe a que la geometría circular presenta mejores características y distribuye de forma más homogénea las tensiones, como ya se ha explicado más veces anteriormente.

Del mismo modo que ocurre con los datos experimentales, la teoría también indica que el peor pilar es el pilar con sección ovalada, pues esta geometría es la que peor soporta las cargas a compresión. Esta es la peor sección de todos los pilares ensayados para un mismo ratio A_{ck}/A_{total} .

7.3.1.1. *Esbeltz relativa*

A continuación, en este apartado, se muestran las tablas de los pilares CFST del bloque 1 donde se plasma el valor de esbeltz relativa que poseen estos pilares. Como se indica en el Eurocódigo 4, todo pilar apto debe de tener una esbeltz de valor menor que 2, de modo que su estructura sea capaz de soportar los esfuerzos tangenciales sin llegar a producirse el pandeo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
S/125.125.4_30_275_00_(121)	1,063	Si
S/125.125.3_30_275_00_(119)	1,152	Si
S/100.100.4_30_275_00_(13)	1,002	Si
R/200.120.3_30_275_00_(86)	1,179	Si
R/150.100.4_30_275_00_(38)	1,074	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	0,928	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/168,3.2,8_30_275_00_(70)	0,986	Si
C/160.6_30_275_00_(129)	0,966	Si
C/159.3_30_275_00_(71)	0,967	Si
C/120,2.5_30_275_00_(83)	0,979	Si
C/108.2_30_275_00_(58)	0,934	Si
C/101.6,5_30_275_00_(132)	0,947	Si
C/101.6,3_30_275_00_(128)	0,954	Si
C/101.6,2_30_275_00_(81)	0,975	Si
C/100,3_30_275_00_(131)	0,934	Si

Tabla 7.3. *Esbeltz relativa. Bloque 1, pilares 30 MPa.*

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
S/125.125.4_90_275_00_(121)	1,021	Si
S/125.125.3_90_275_00_(119)	1,108	Si
R/200.120.3_90_275_00_(86)	1,103	Si
R/150.100.4_90_275_00_(38)	1,199	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	1,012	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/168,3.2,8_90_275_00_(70)	1,008	Si
C/160.6_90_275_00_(129)	0,999	Si
C/159.3_90_275_00_(71)	1,035	Si
C/120,2.5_90_275_00_(83)	0,993	Si
C/101.6,5_90_275_00_(132)	0,972	Si
C/101.6,3_90_275_00_(128)	0,996	Si
C/101.6,2_90_275_00_(81)	1,007	Si
C/100,3_90_275_00_(131)	0,957	Si

Tabla 7.4. Esbeltez relativa. Bloque 1, pilares 90 MPa.

Como se puede observar tanto en la tabla 7.3 como en la tabla 7.4, todos los pilares CFST del bloque 1 cumplen con los requisitos de esbeltez relativa impuestos por el EC4. Esto se debe a que estos pilares se diseñaron de forma que se obtuvieran esbelteces pequeñas.

7.3.1.2. Contribución del acero

La contribución del acero es un parámetro unitario que indica qué porcentaje o qué peso tiene el acero en la carga total. La suma de la contribución del acero y de la contribución del hormigón dan la unidad.

El EC4 exige que la contribución del acero en los pilares de acero y hormigón permanezca siempre entre los valores de 0.2 (20%) y 0.9 (90%).

A continuación, se muestran las tablas 7.5 y 7.6 donde se plasma el grado de contribución de los pilares CFST del bloque 1 del trabajo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
S/125.125.4_30_275_00_(121)	0,512	Si
S/125.125.3_30_275_00_(119)	0,396	Si
S/100.100.4_30_275_00_(13)	0,620	Si
R/200.120.3_30_275_00_(86)	0,390	Si
R/150.100.4_30_275_00_(38)	0,498	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	0,484	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/168,3.2,8_30_275_00_(70)	0,371	Si
C/160.6_30_275_00_(129)	0,645	Si
C/159.3_30_275_00_(71)	0,446	Si
C/120,2.5_30_275_00_(83)	0,489	Si
C/108.2_30_275_00_(58)	0,522	Si
C/101.6,5_30_275_00_(132)	0,735	Si
C/101.6,3_30_275_00_(128)	0,618	Si
C/101.6,2_30_275_00_(81)	0,449	Si
C/100,3_30_275_00_(131)	0,626	Si
Media	0,520	

Tabla 7.5. Contribución del acero. Bloque 1, pilares 30 MPa.

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
S/125.125.4_90_275_00_(121)	0,341	Si
S/125.125.3_90_275_00_(119)	0,245	Si
R/200.120.3_90_275_00_(86)	0,222	Si
R/150.100.4_90_275_00_(38)	0,307	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	0,299	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/168,3,2,8_90_275_00_(70)	0,192	No
C/160.6_90_275_00_(129)	0,443	Si
C/159.3_90_275_00_(71)	0,228	Si
C/120,2,5_90_275_00_(83)	0,295	Si
C/101.6,5_90_275_00_(132)	0,502	Si
C/101.6,3_90_275_00_(128)	0,370	Si
C/101.6,2_90_275_00_(81)	0,263	Si
C/100,3_90_275_00_(131)	0,379	Si
Media	0,314	

Tabla 7.6. Contribución del acero. Bloque 1, pilares 90 MPa

Como se observa en las *tablas 7.5 y 7.6*, la mayoría de los pilares cumplen con dicha condición del EC4. Por tanto, serían aptos en este aspecto.

Se puede observar como el pilar C/168,3,2,8_90_275_00_(70) es el único pilar que no cumple con dicho requisito, por tanto, dejaría de ser apto.

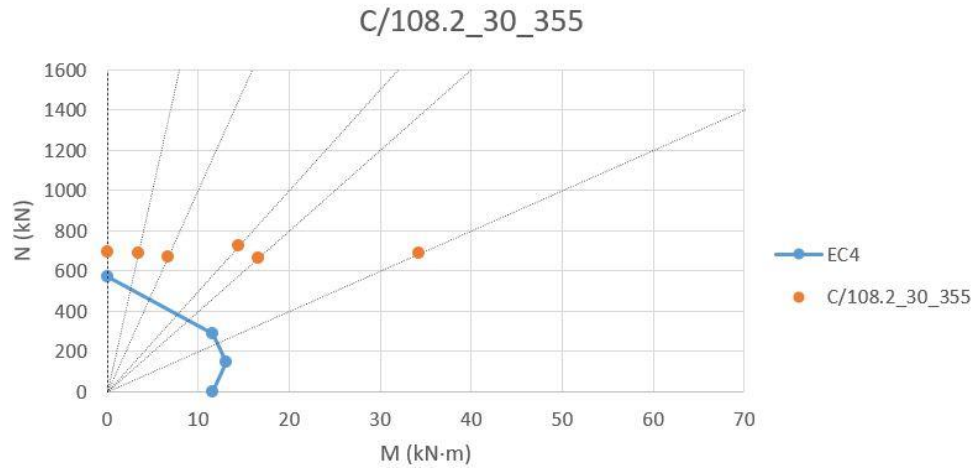
El valor medio de la contribución que aparece en la parte inferior de cada tabla, como se puede observar, la contribución media del acero en los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa es casi el doble que en los de 90 MPa, el motivo por el que estos pilares tienen una contribución menor se debe al hormigón de 90 MPa. Los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa soportan mayor carga axial, este aumento de carga se debe a que el hormigón tiene mayor capacidad de absorción de carga que el hormigón de 30 MPa, es decir, la contribución del hormigón en pilares con hormigón de 90 MPa es mucho mayor, y, por consiguiente, la contribución del acero siempre será menor.

7.3.2. Bloque 2 de pilares ensayados

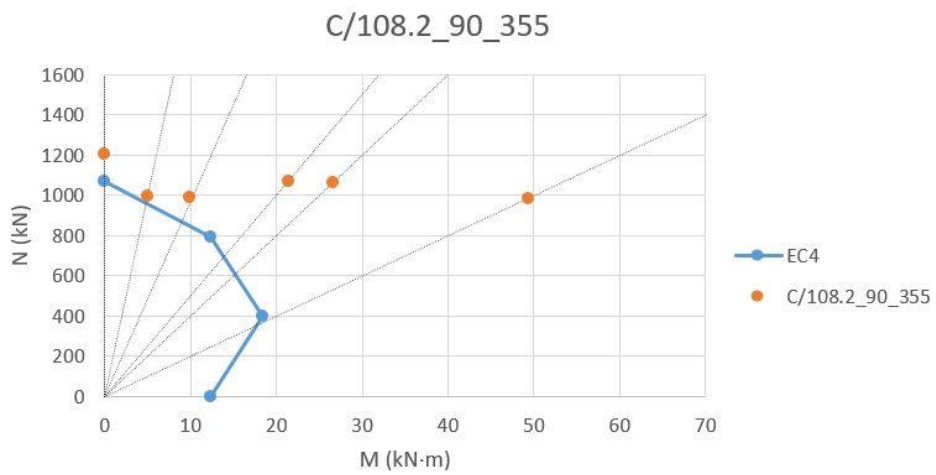
En este apartado, se comparan los pilares CFST del bloque 2 con el Eurocódigo 4.

7.3.2.1. Curva teórica EC4

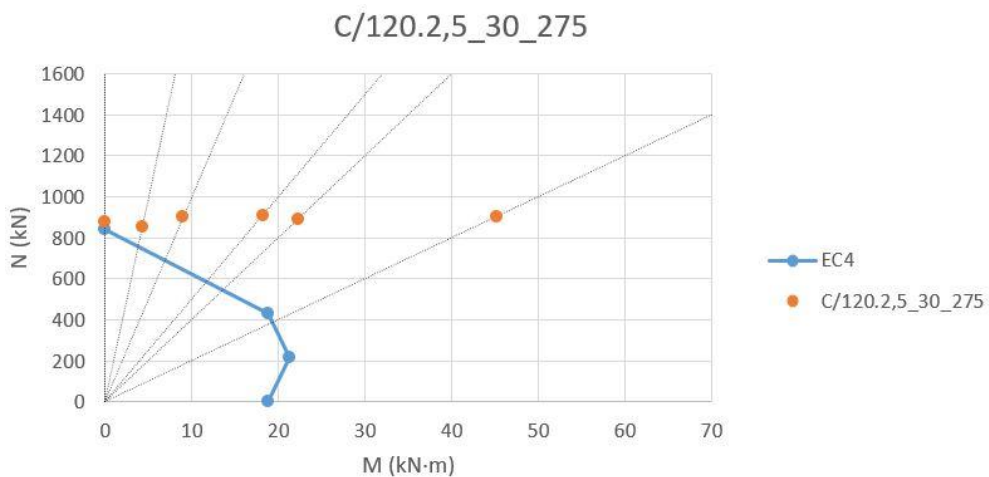
A continuación, en las *gráficas 7.6-7.9*, se comparan los pilares del bloque 2 con la curva teórica del EC4. En estas gráficas, se representa el axial que experimenta el pilar ensayado en función del momento registrado según las ecuaciones explicadas en el apartado “7.1. Introducción” de este mismo trabajo.



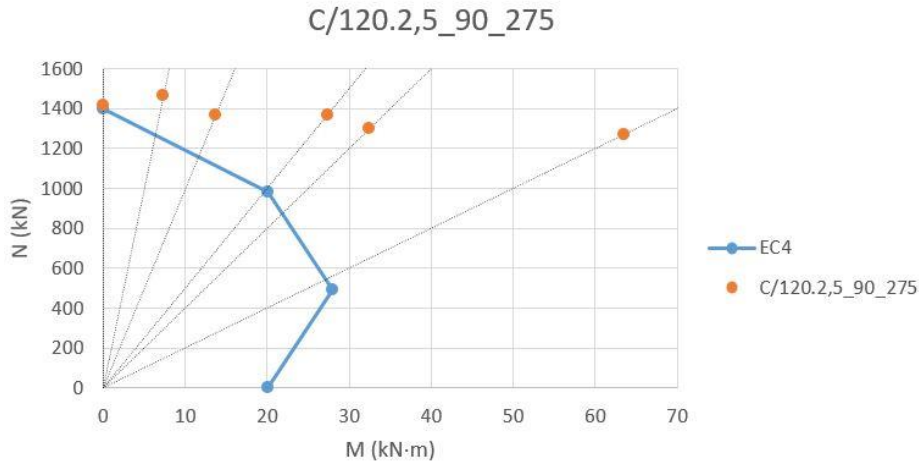
Gráfica 7.6. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/108.2_30_355.



Gráfica 7.7. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/108.2_90_355.



Gráfica 7.8. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/120.2,5_30_275.

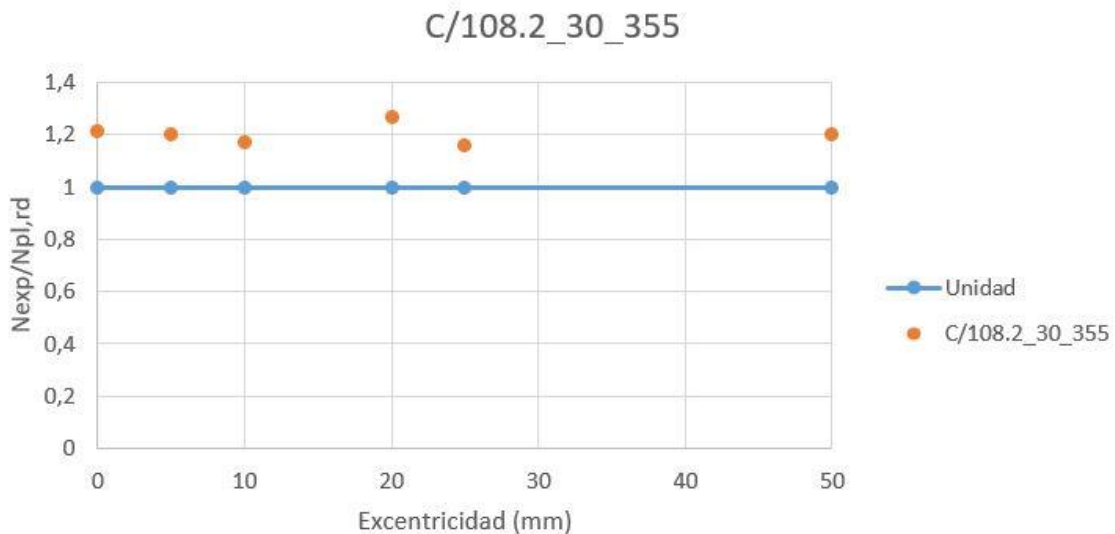


Gráfica 7.9. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 2, C/120.2,5_90_275.

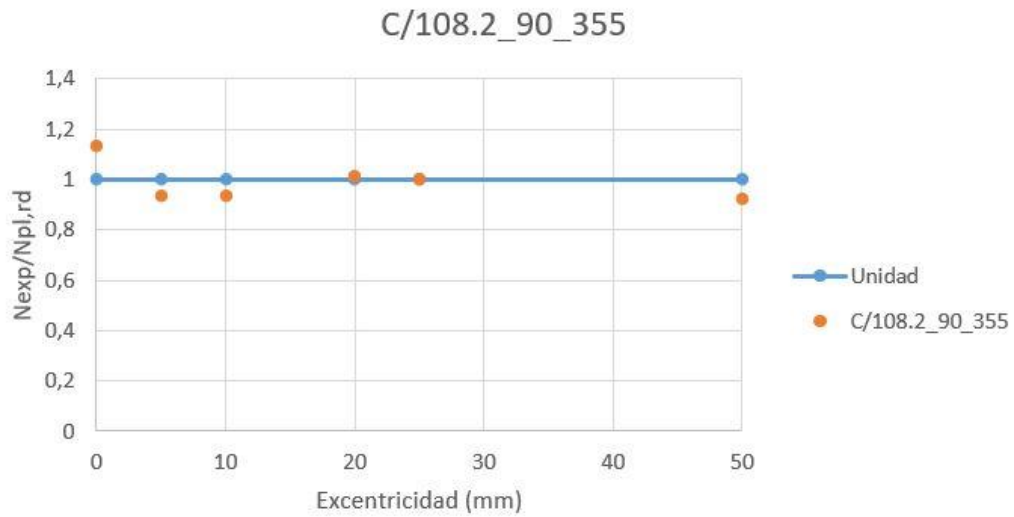
Se puede observar en estas *gráficas 7.6-7.9*, como tanto los pilares CFST rellenos con hormigón de 30 MPa como los rellenos con hormigón de 90 MPa cumplen con la normativa. Este resultado indica que todos estos pilares están capacitados para soportar las cargas combinadas de flexión y compresión máximas permitidas, de modo que se trata de pilares aptos en este aspecto.

7.3.2.2. Ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$

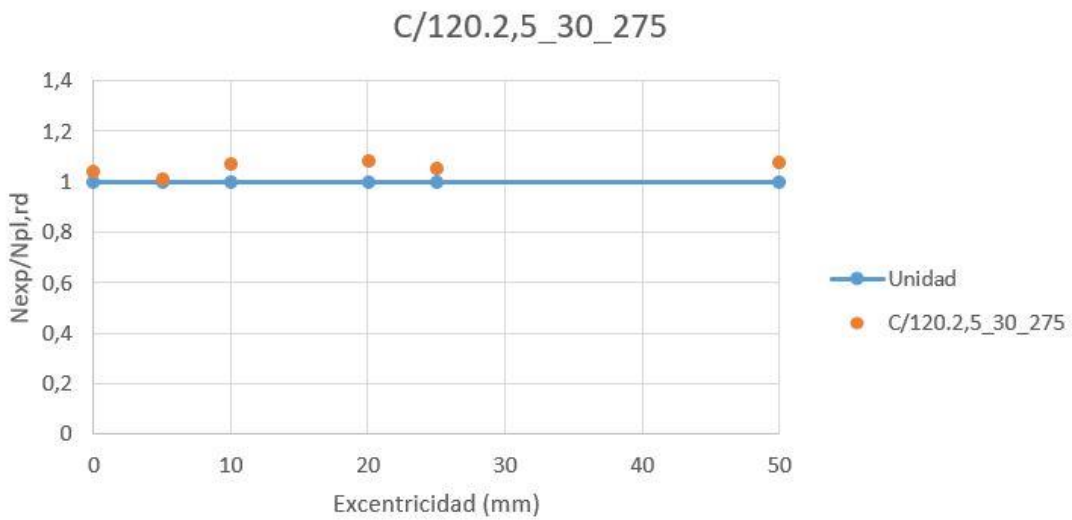
Del mismo modo, se puede observar en las *gráficas 7.10-7.13*, se puede observar el diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ en función de la excentricidad de los pilares CFST del bloque 2, tanto los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa como los rellenos con hormigón de 90 MPa.



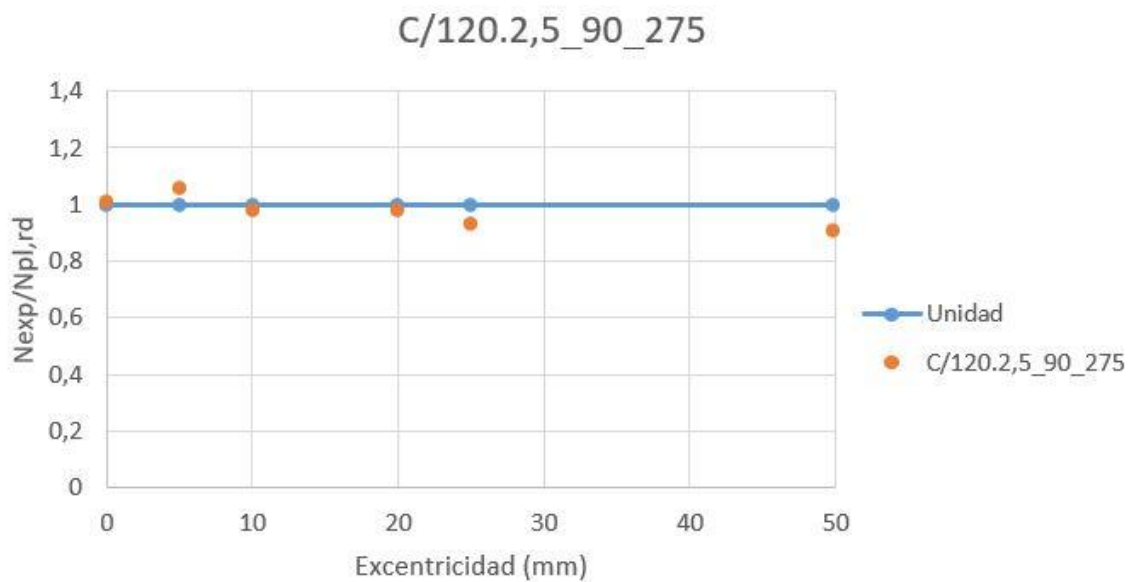
Gráfica 7.10. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 2, C/108.2_30_355.



Gráfica 7.11. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 2, C/108.2_90_355.



Gráfica 7.12. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 2, C/120.2,5_30_275.



Gráfica 7.13. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 2, C/120.2,5_90_275.

Como se puede observar en estas *gráficas 7.10-7.13*, todos los pilares de este bloque cumplen con el ratio de seguridad exigido por el EC4, el cual indica si un pilar es apto o no para soportar la carga axial máxima posible. Se observa alguna excepción en las excentricidades altas para los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa. Esto es debido a que el EC4 únicamente es válido para hormigones de hasta 60 MPa, por ello, se necesitaría de la modificación de algún parámetro para evitar estas pequeñas diferencias. Aunque estos puntos estén por debajo de lo permitido, debido a que las diferencias son muy pequeñas, se puede decir que, en este aspecto, estos pilares cumplen con la normativa.

7.3.2.3. Esbeltez relativa

A continuación, en este apartado, se muestran las tablas de los pilares CFST del bloque 2 donde se plasma el valor de esbeltez relativa que poseen estos pilares. Como se indica en el Eurocódigo 4, todo pilar apto debe de tener una esbeltez de valor menor que 2, de modo que su estructura sea capaz de soportar los esfuerzos tangenciales sin llegar a producirse el pandeo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/108.2_30_355_00	0,908	Si
C/108.2_30_355_05	0,912	Si
C/108.2_30_355_10	0,924	Si
C/108.2_30_355_20	0,888	Si
C/108.2_30_355_25	0,928	Si
C/108.2_30_355_50	0,913	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/120.2,5_30_275_00	0,979	Si
C/120.2,5_30_275_05	0,994	Si
C/120.2,5_30_275_10	0,967	Si
C/120.2,5_30_275_20	0,961	Si
C/120.2,5_30_275_25	0,973	Si
C/120.2,5_30_275_50	0,965	Si

Tabla 7.7. Esbeltez relativa. Bloque 2, pilares 30 MPa.

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/108.2_90_355_00	0,942	Si
C/108.2_90_355_05	1,034	Si
C/108.2_90_355_10	1,040	Si
C/108.2_90_355_20	0,999	Si
C/108.2_90_355_25	1,001	Si
C/108.2_90_355_50	1,041	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/120.2,5_90_275_00	0,992	Si
C/120.2,5_90_275_05	0,975	Si
C/120.2,5_90_275_10	1,011	Si
C/120.2,5_90_275_20	1,009	Si
C/120.2,5_90_275_25	1,036	Si
C/120.2,5_90_275_50	1,048	Si

Tabla 7.8. Esbeltez relativa. Bloque 2, pilares 90 MPa.

Como se puede observar tanto en la *tabla 7.7* como en la *tabla 7.8*, todos los pilares CFST del bloque 2 cumplen con los requisitos de esbeltez relativa impuestos por el EC4. Esto se debe a que estos pilares se diseñaron de forma que se obtuvieran esbelteces pequeñas, al igual que ocurría con los pilares del bloque 1.

7.3.2.4. Contribución del acero

A continuación, se muestran las *tablas 7.9* y *7.10* donde se plasma el grado de contribución de los pilares CFST del bloque 1 del trabajo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/108.2_30_355_00	0,455	Si
C/108.2_30_355_05	0,321	Si
C/108.2_30_355_10	0,358	Si
C/108.2_30_355_20	0,400	Si
C/108.2_30_355_25	0,442	Si
C/108.2_30_355_50	0,487	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/120.2,5_30_275_00	0,468	Si
C/120.2,5_30_275_05	0,483	Si
C/120.2,5_30_275_10	0,456	Si
C/120.2,5_30_275_20	0,452	Si
C/120.2,5_30_275_25	0,463	Si
C/120.2,5_30_275_50	0,454	Si
Media	0,437	

Tabla 7.9. Contribución del acero. Bloque 2, pilares 30 MPa

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/108.2_90_355_00	0,262	Si
C/108.2_90_355_05	0,221	Si
C/108.2_90_355_10	0,243	Si
C/108.2_90_355_20	0,273	Si
C/108.2_90_355_25	0,242	Si
C/108.2_90_355_50	0,320	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/120.2,5_90_275_00	0,290	Si
C/120.2,5_90_275_05	0,280	Si
C/120.2,5_90_275_10	0,301	Si
C/120.2,5_90_275_20	0,300	Si
C/120.2,5_90_275_25	0,317	Si
C/120.2,5_90_275_50	0,324	Si
Media	0,281	

Tabla 7.10. Contribución del acero. Bloque 2, 90 MPa.

Como se puede observar en la *tabla 7.9*, todos los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa cumplen con el parámetro de la contribución. Del mismo modo, se observa en la *tabla 7.10* que también todos los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa cumplen con el EC4. Al igual que ocurría con los pilares del bloque1, la contribución media de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa es casi la mitad que los de 30 MPa. Como se explica en el apartado “7.3.1.3”, los pilares con hormigón de 90 MPa soportan más carga axil que los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, esto es debido al hormigón de mayor calidad, el cual posee mayor contribución. De forma contraria, el porcentaje de contribución del acero en los pilares con hormigón de 90 MPa es mucho menor.

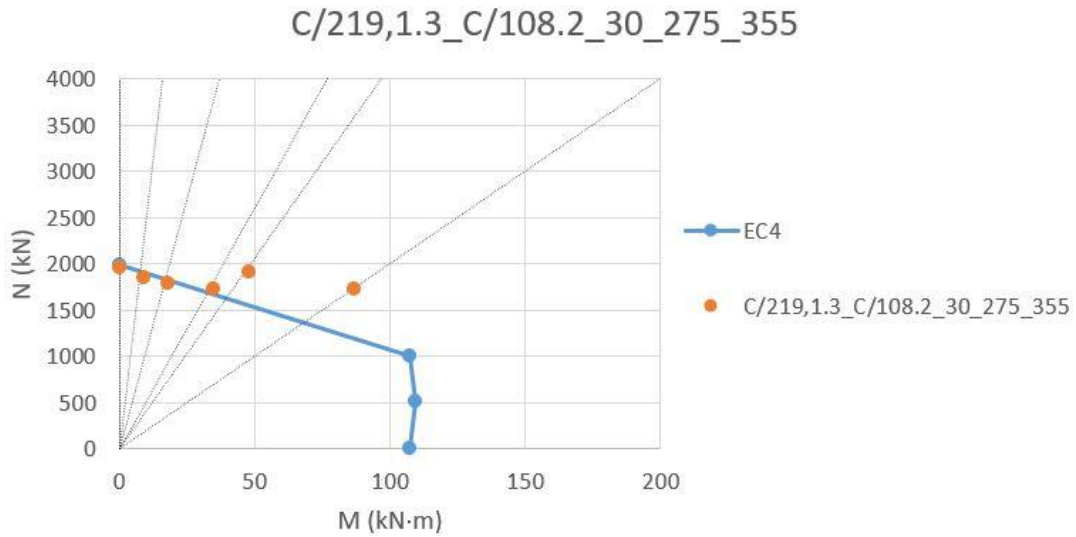
7.3.3. Bloque 3 de pilares ensayados

En este apartado, se comparan los pilares CFDSST del bloque 3 con el Eurocódigo 4.

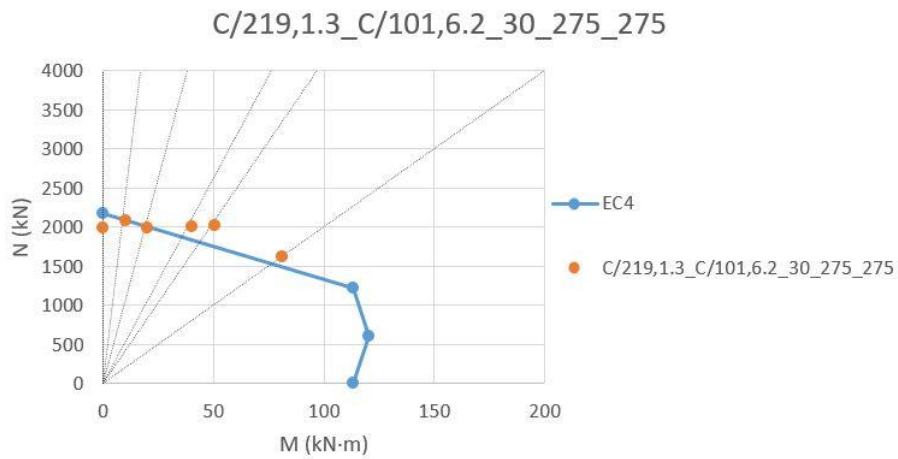
7.3.3.1. Curva teórica EC4

A continuación, en las *gráficas 7.14-7.18*, se comparan los pilares del bloque 3 con la curva teórica del EC4. En estas gráficas, se representa el axil que experimenta el pilar ensayado en función del momento registrado según las ecuaciones explicadas en el apartado “7.1. Introducción” de este mismo trabajo.

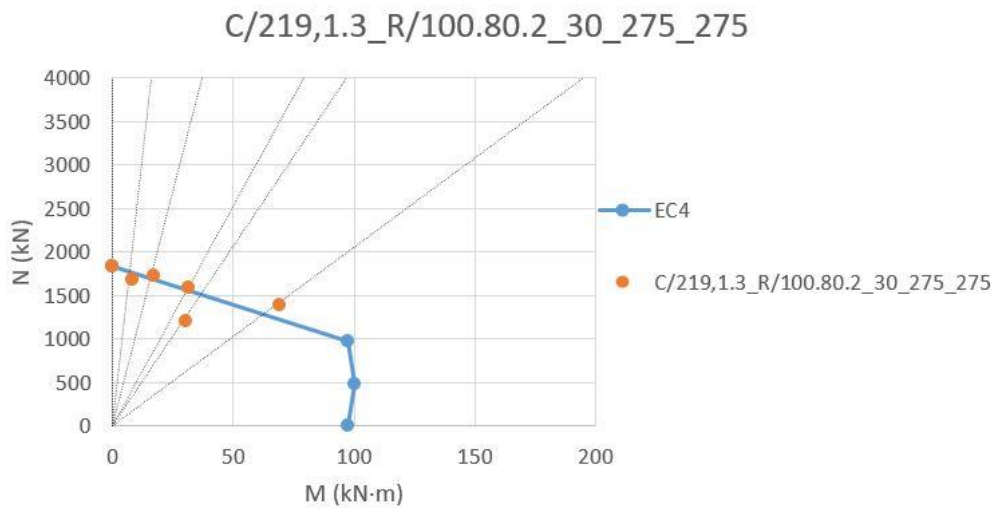
➤ Pilares de 30 MPa



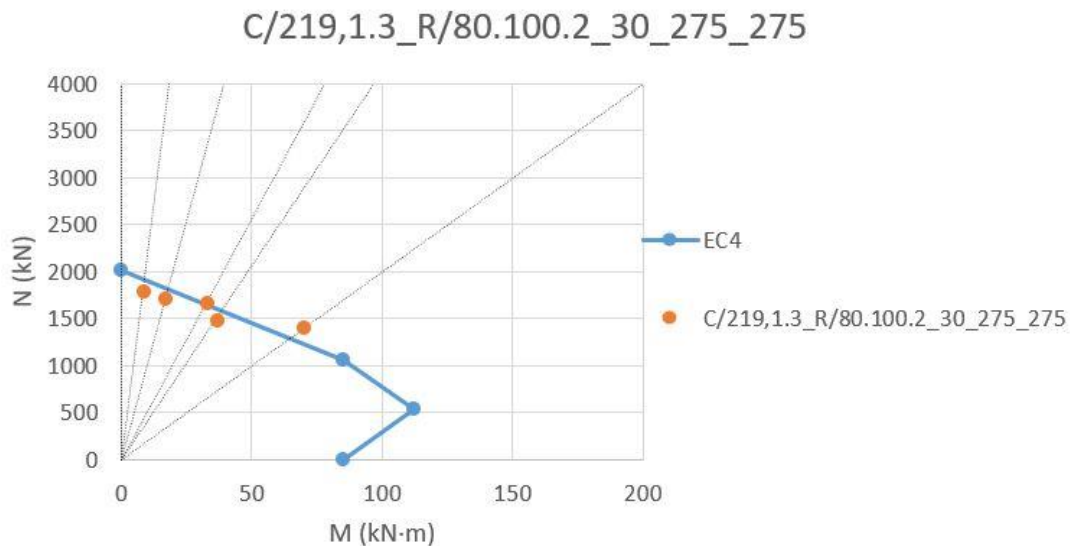
Gráfica 7.14. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_30_275_355.



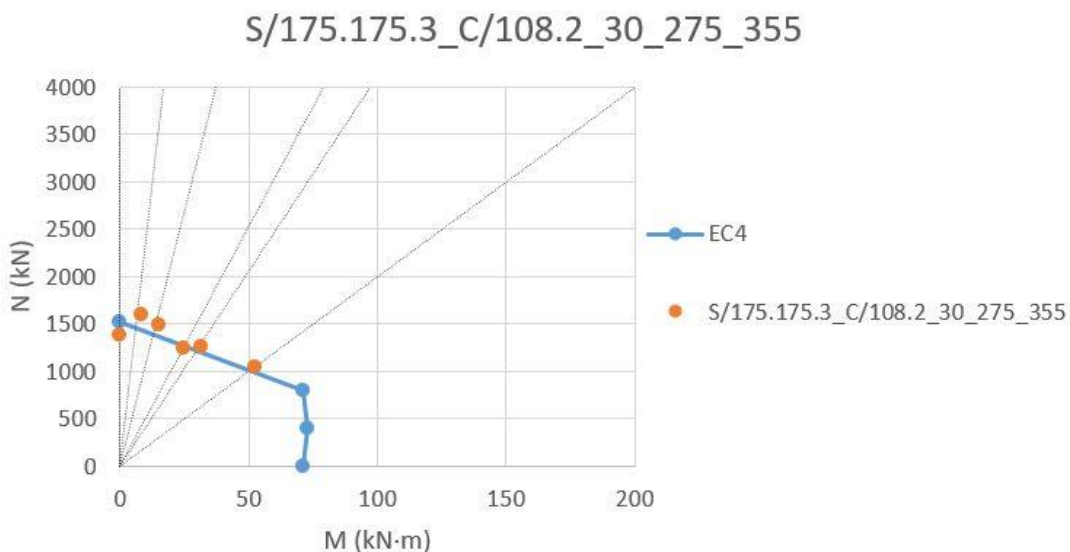
Gráfica 7.15. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275.



Gráfica 7.16. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275.



Gráfica 7.17. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275.



Gráfica 7.18. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_30_275_355.

Como se puede observar en estas *gráficas 7.14-7.18*, todos los pilares con hormigón de 30 MPa están cerca de la zona apta a excepción del pilar C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275 con una excentricidad de 25 mm. También se observa como el pilar C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275 con excentricidad 25 mm también presenta un valor por debajo de lo normal, aunque en este caso posee un valor cercano al mínimo teórico ya que este es el mismo pilar, pero ensayado por el eje fuerte. Se trata por tanto de ambos pilares con la misma estructura geométrica (circular-rectangular) y también con el mismo grado de excentricidad (25 mm). Esto puede indicar que, para este grado de excentricidad, esta geometría puede sufrir ciertas tensiones que propicien un fallo repentino de la estructura, lo que propicia valores por debajo de sus medias.

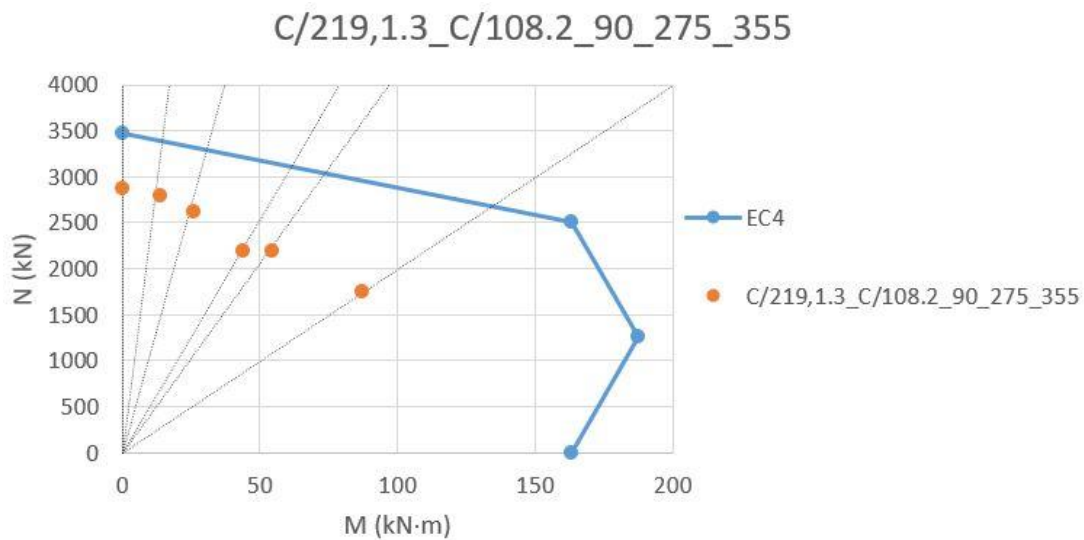
También se observa en los pilares con excentricidad 0 mm que existen valores por debajo del mínimo teórico. Esto puede deberse a que el EC4 no presenta

parámetros completamente adecuados para poder simular el comportamiento de los pilares CFDSST.

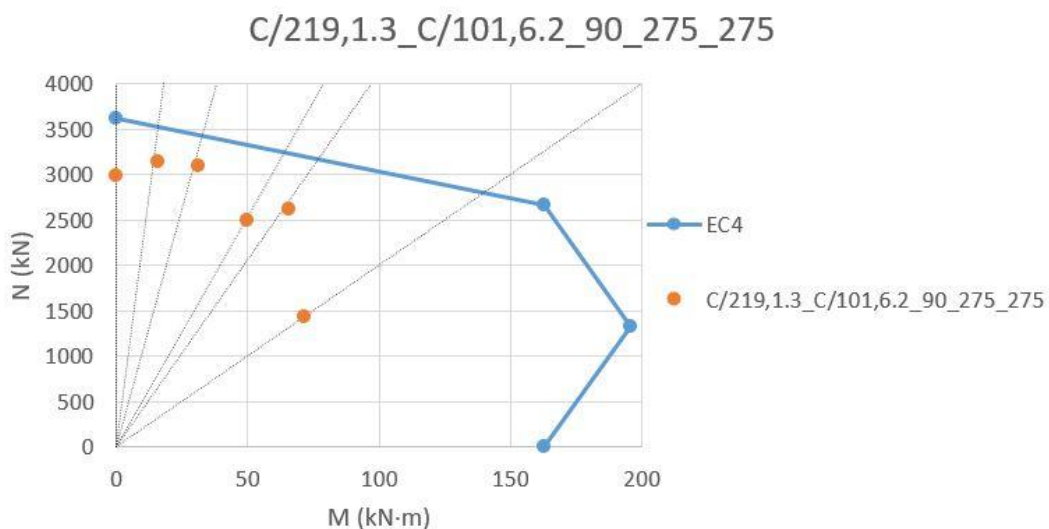
A pesar de todo esto, sí que se observa como la gran mayoría de los pilares presentan ciertas similitudes entre el cálculo teórico y el valor experimental, aunque sería conveniente la modificación o inclusión de algún parámetro para ajustar dichas diferencias.

➤ Pilares de 90 MPa

Del mismo modo, se exponen en las *gráficas 7.19-7.23* los valores pertenecientes a los pilares CFDSST de 90 MPa del bloque 3:

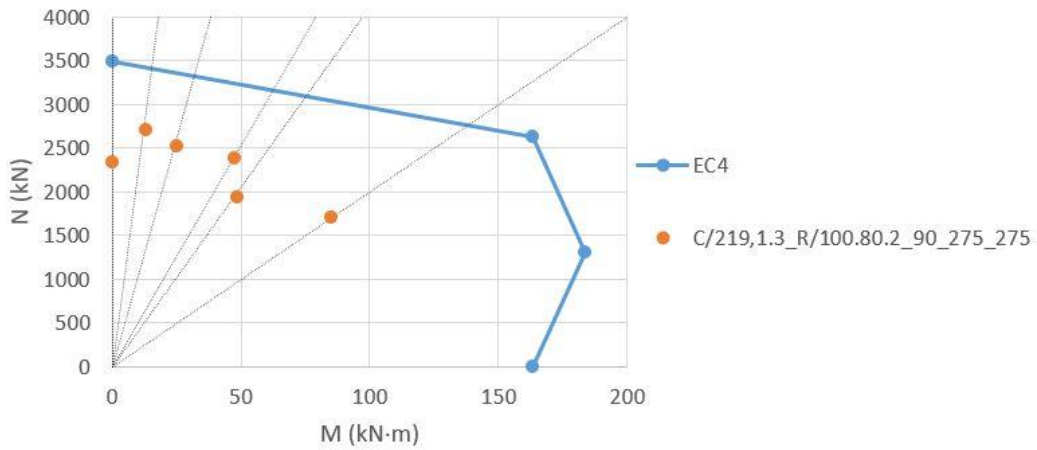


Gráfica 7.19. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_90_275_355.



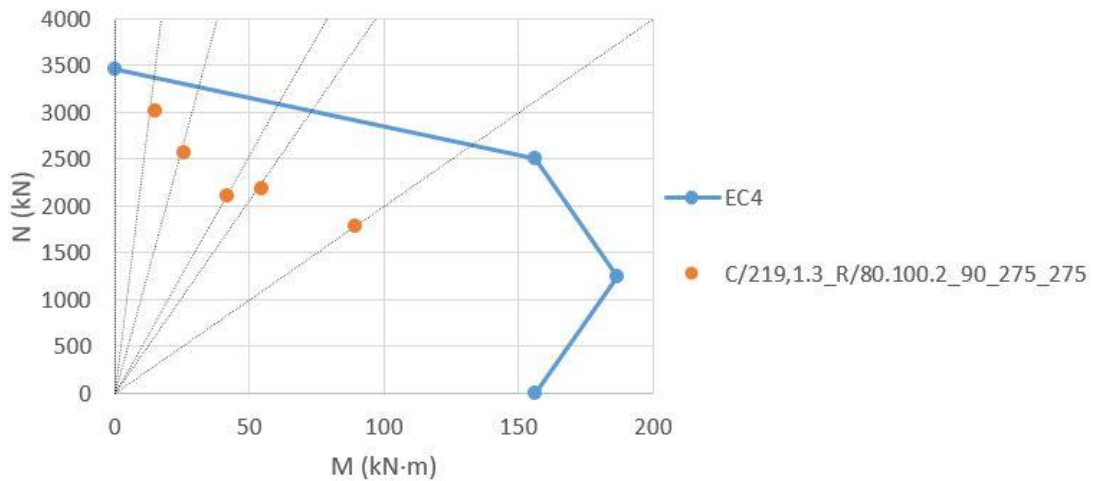
Gráfica 7.20. Curva teórica EC4 y experimental, Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275.

C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275



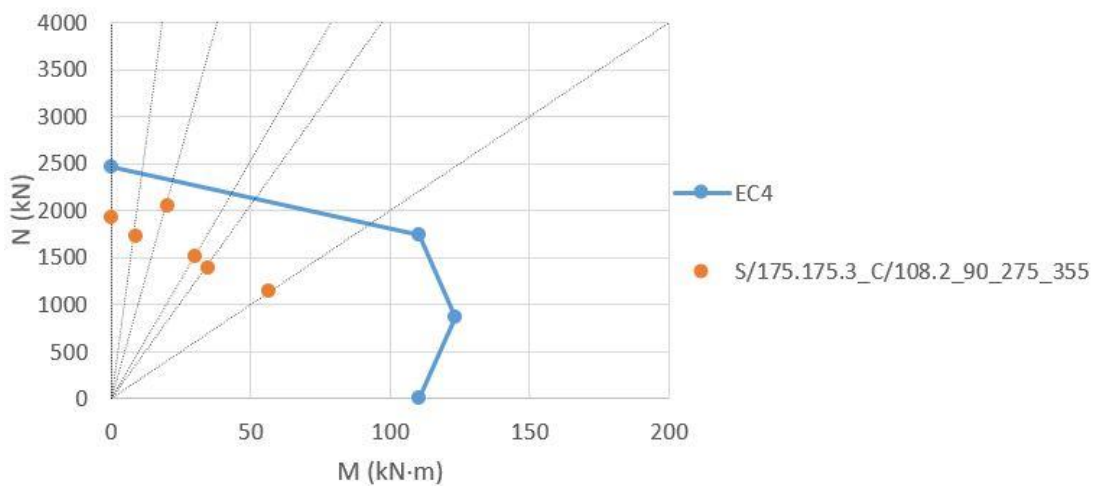
Gráfica 7.21. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275.

C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275



Gráfica 7.22. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275.

S/175.175.3_C/108.2_90_275_355



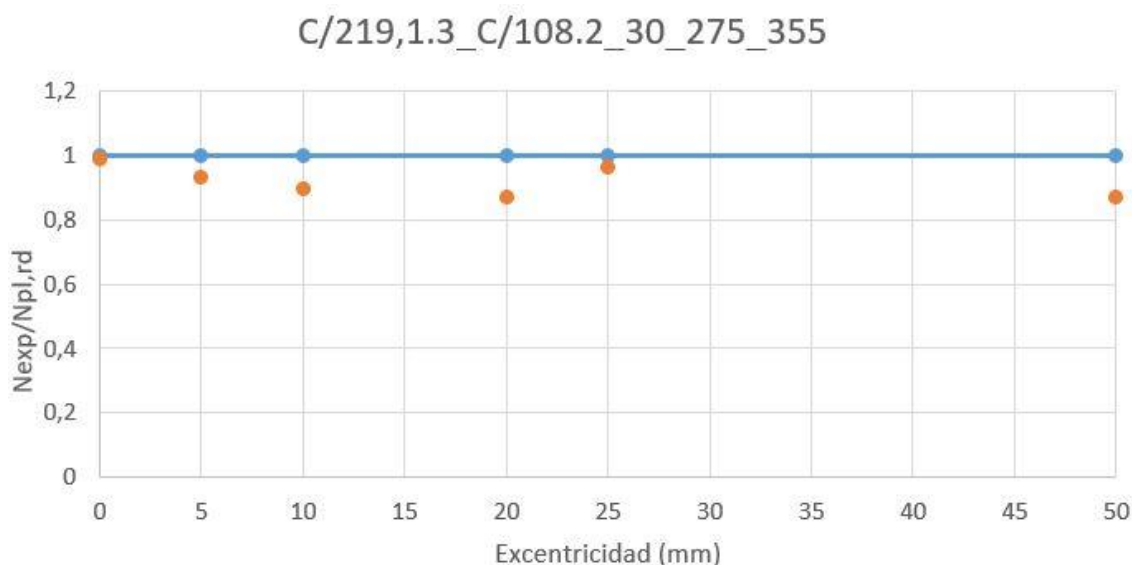
Gráfica 7.23. Curva teórica EC4 y experimental. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_90_275_355.

Como se puede observar en las *gráficas 7.19-7.23*, ninguno de los pilares CFDSST rellenos de hormigón de 90 MPa cumple con la normativa del EC4. Teniendo en cuenta los datos que se encuentran en el “*Capítulo 6*” de este mismo trabajo, apartado “*6.2.3.3. Excentricidades*”, en el que se puede observar claramente que todos los pilares del CFDSST de 90 MPa soportan mayores cargas axiales que los pilares CFDSST de 30 MPa para todas sus excentricidades, se puede decir que el Eurocódigo 4 no puede ser utilizado para parametrizar los pilares de doble tubo rellenos con hormigón de 90 MPa, pues de ser así, se estaría diciendo que estos pilares ofrecen menos seguridad que un pilar con peores características.

7.3.3.2. Ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$

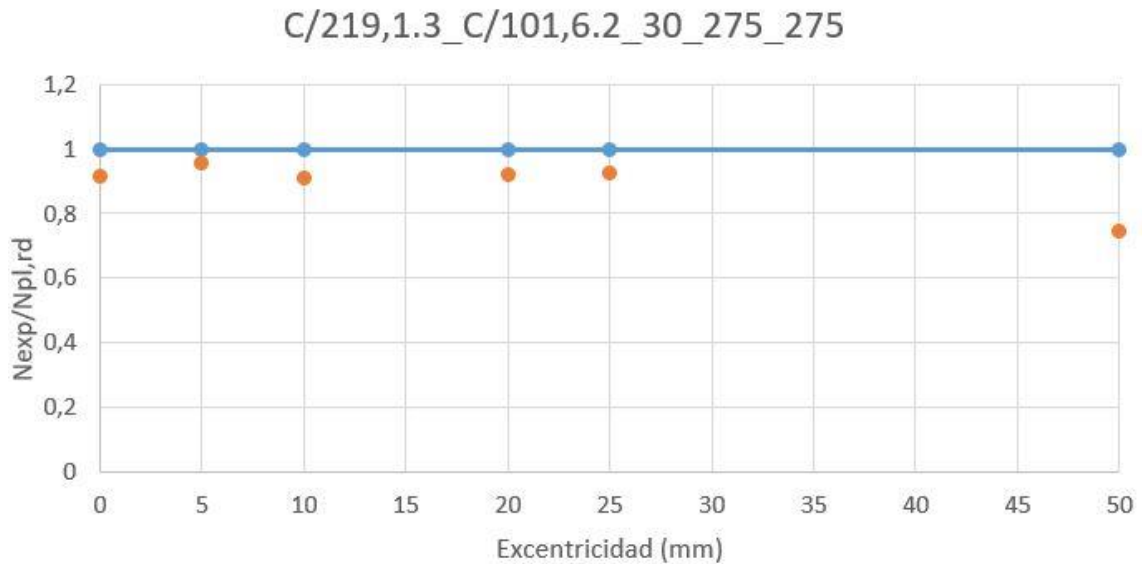
A continuación, se plasman las gráficas pertenecientes al diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ para los pilares del bloque 3:

➤ Pilares de 30 MPa



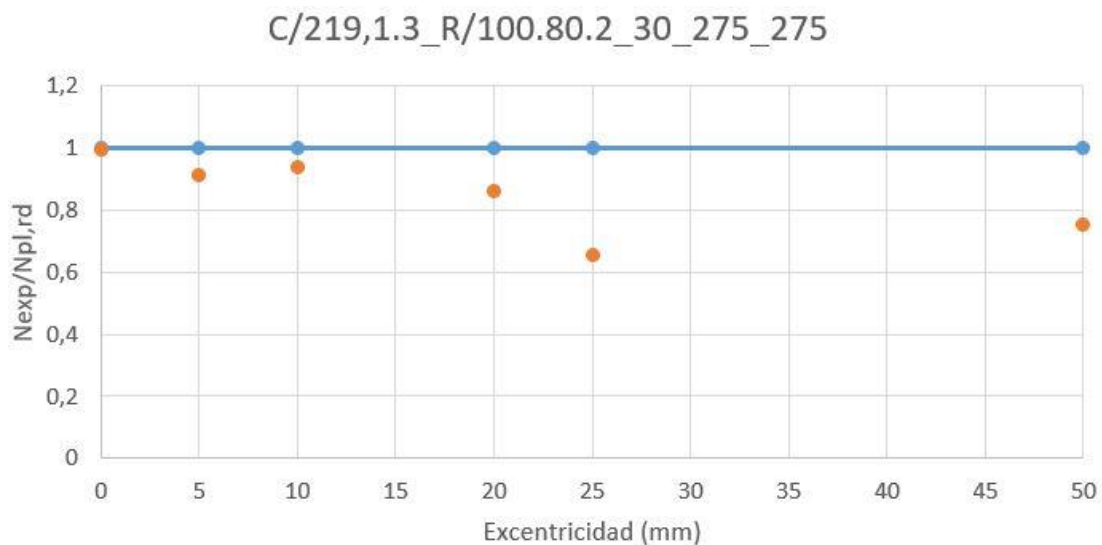
Gráfica 7.24. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_30_275_355.

En esta *gráfica 7.24*, se puede observar como el pilar C/219,1.3_C/108.2_30_275_355 contiene todos sus puntos por debajo del mínimo permitido. Esto se debe a que el EC4 no es capaz de simular correctamente el comportamiento de estos pilares y por tanto se obtienen valores teóricos superiores a lo que realmente se deberían de obtener. A pesar de ello, debido a que esa distancia entre el punto y la unidad es mínima, se podría incluir algún parámetro a dicho calculo para que se obtuvieran conclusiones adecuadas.

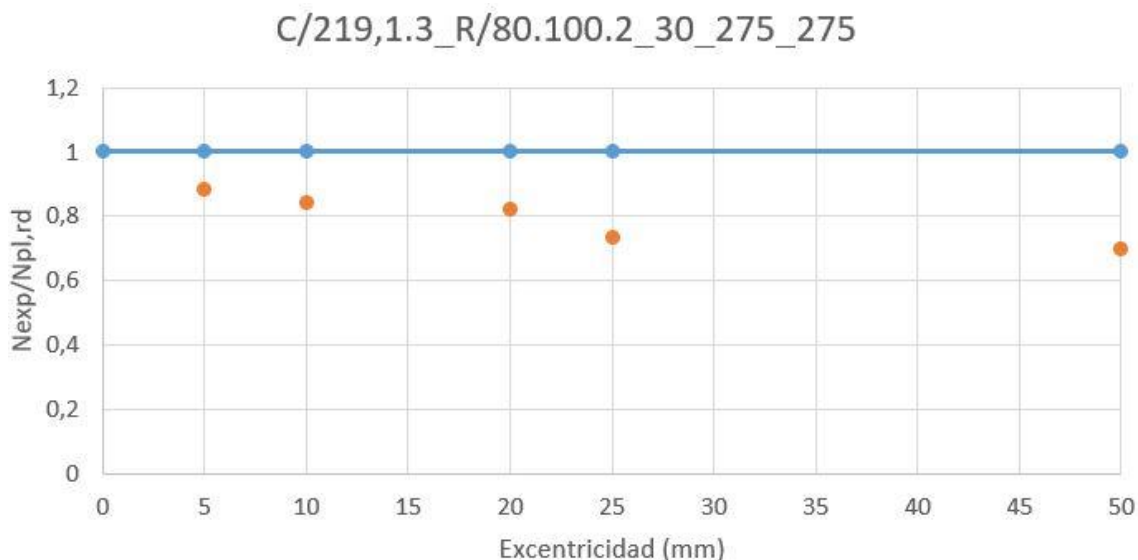


Gráfica 7.25. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275.

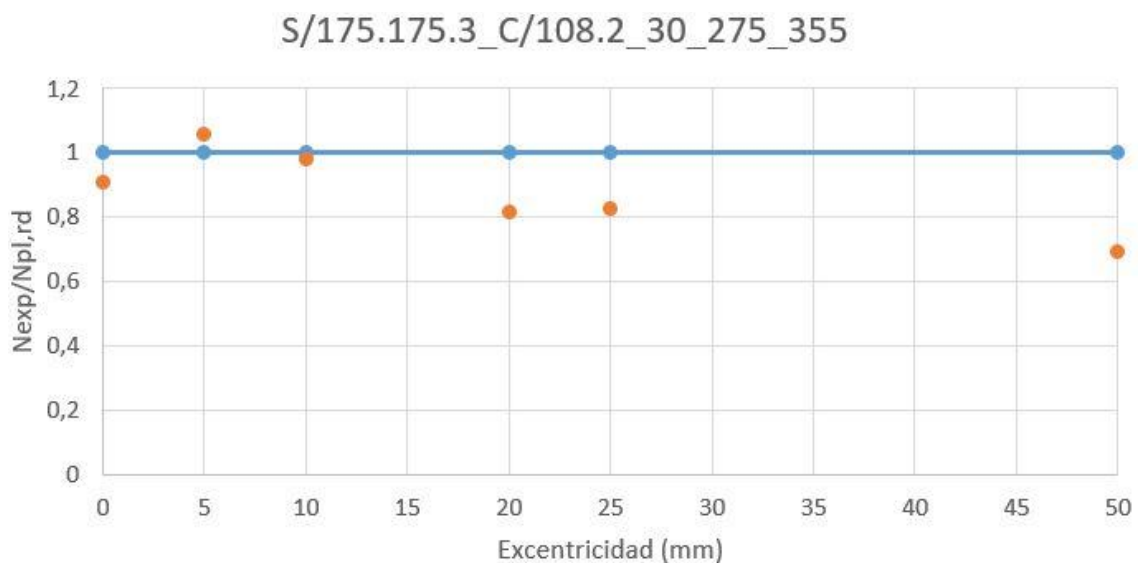
En esta gráfica 7.25, se puede observar como el pilar C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275 tiene un comportamiento similar al pilar anterior (gráfica 7.24) para todas sus excentricidades excepto para la excentricidad de 50 mm. Esto puede deberse a que, para este grado de excentricidad, el hormigón no es capaz de ejercer toda su resistencia a compresión pues parte de su sección trabaja a tracción debido a la acción del momento.



C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275
Gráfica 7.26. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3,
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275.



Gráfica 7.27. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275.



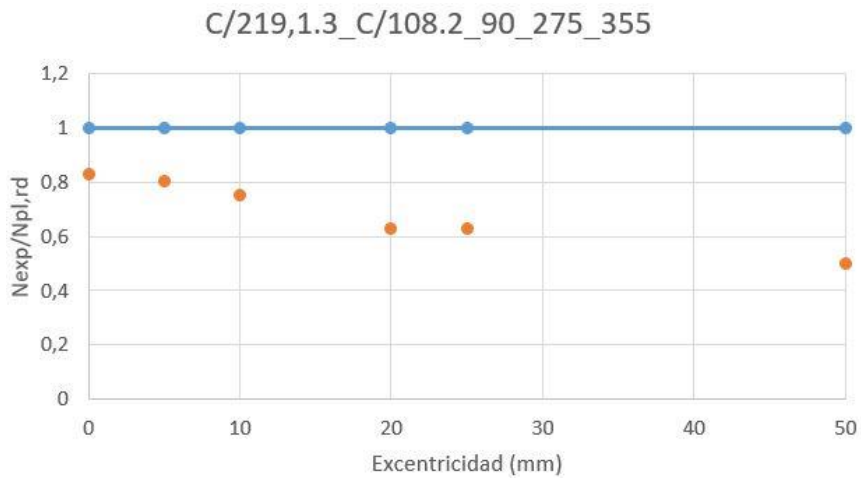
Gráfica 7.28. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_30_275_355.

En las gráficas 7.26, 7.27 y 7.28, se puede observar como para las últimas excentricidades, dichos pilares no cumplirían. Esto puede deberse a dos motivos. En primer lugar, puede deberse a que el Eurocodigo 4 no es capaz de parametrizar correctamente los pilares CFDSST para el valor de $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Como segundo factor influyente, puede también deberse a que las secciones rectangulares y cuadradas ofrecen peores características resistentes que las secciones circulares cuando son sometidos a la acción de momentos. Por ello, los pilares de estas 3 gráficas se ven más perjudicados que los pilares de las gráficas 7.24 y 7.25 cuando son sometidos a grados de excentricidad elevados.

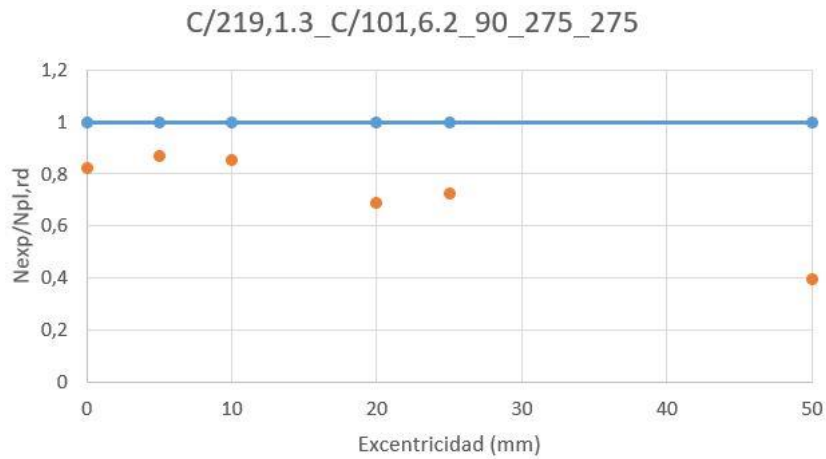
Por estos dos motivos, el empleo del EC4 parece ser que no sería del todo adecuado para parametrizar dichos pilares.

➤ Pilares de 90 MPa

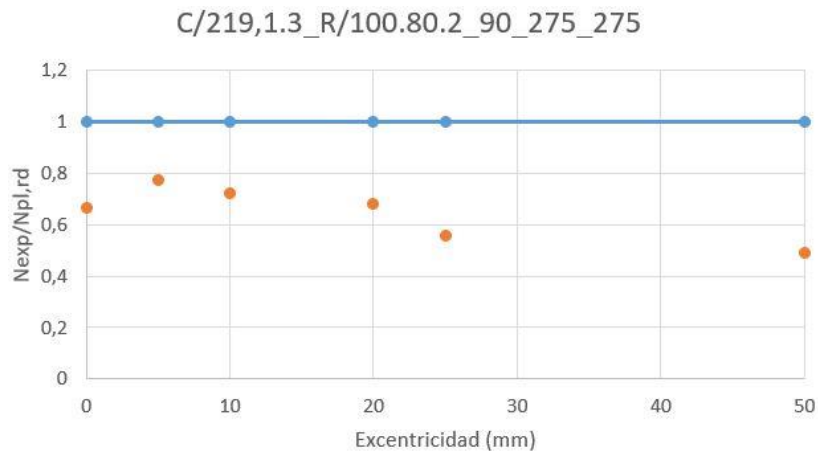
A continuación, se plasman las gráficas pertenecientes al diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ para los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa del bloque 3:



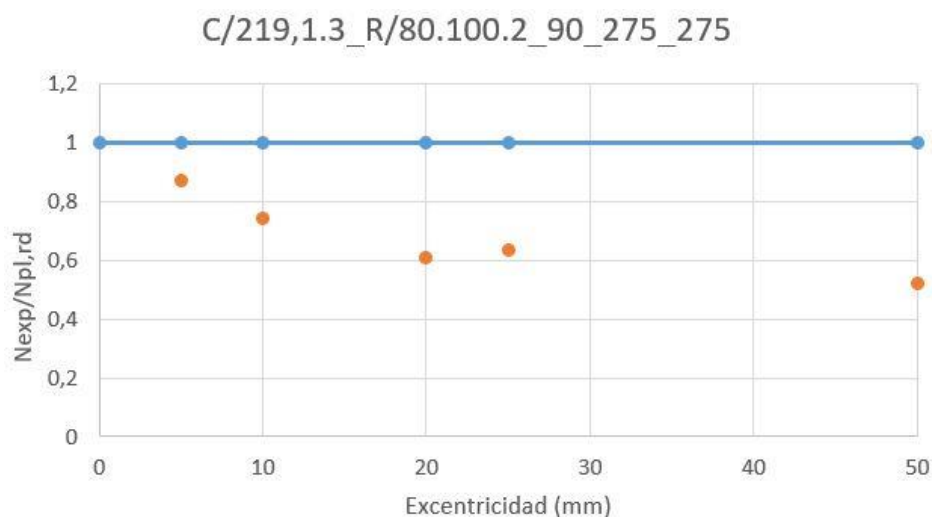
Gráfica 7.29. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_90_275_355.



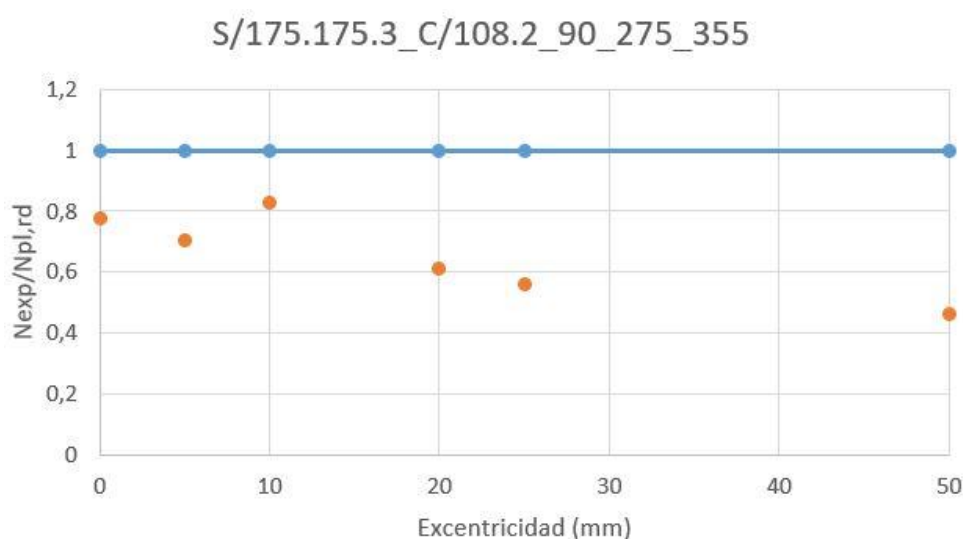
Gráfica 7.30. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275.



Gráfica 7.31. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275.



Gráfica 7.32. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275.



Gráfica 7.33. Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_90_275_355.

Como se puede observar en las *gráficas 7.29-7.33*, al igual que ocurría en las *gráficas 7.19-7.23*, ninguno de los pilares CFDSST rellenos de hormigón de 90 MPa cumple con la normativa del EC4. Esto se debe claramente a que estos tipos de pilares CFDSST no pueden ser parametrizados con dicha normativa, de modo que sería necesario el empleo de nuevas ecuaciones para dichos pilares o, por otro lado, la creación de un nuevo Eurocódigo específico para los pilares de doble tubo.

Por último, se observa en los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa, ya sean de tipo CFDSST como CFST, que presentan ratios de seguridad por debajo de los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa. Esto puede indicar la necesidad de incluir ciertos parámetros al Eurocódigo 4 para poder ajustar los cálculos teóricos con los valores experimentales que se tienen.

7.3.3.3. Esbeltez relativa

A continuación, en este apartado, se muestran las tablas de los pilares CFDSST del bloque 3 donde se plasma el valor de esbeltez relativa que poseen estos pilares. Como se indica en el Eurocódigo 4, todo pilar apto debe de tener una esbeltez de valor menor que 2, de modo que su estructura sea capaz de soportar los esfuerzos tangenciales sin llegar a producirse el pandeo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	1,006	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	1,036	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	1,054	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	1,072	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	1,018	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	1,071	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	1,045	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	1,022	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	1,047	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	1,041	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	1,040	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	1,158	Si

Tabla 7.11. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 30 MPa (1).

Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_0	1,001	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_05	1,047	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_10	1,032	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_20	1,189	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_25	1,247	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_50	1,476	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	1,065	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	1,088	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	1,101	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	1,166	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	1,198	Si
Nombre	$\bar{\lambda} < 2$	Apto
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	1,048	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	0,973	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	1,009	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	1,107	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	1,087	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	1,200	Si

Tabla 7.12. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 30 MPa (2).

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$\bar{\lambda}<2$	Apto
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	1,099	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	1,115	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	1,153	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	1,261	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	1,261	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	1,410	Si
Nombre	$\bar{\lambda}<2$	Apto
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	1,101	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	1,072	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	1,081	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	1,203	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	1,175	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	1,592	Si

Tabla 7.13. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 90 MPa (1).

Nombre	$\bar{\lambda}<2$	Apto
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	1,224	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	1,137	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	1,178	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	1,212	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	1,340	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	1,430	Si
Nombre	$\bar{\lambda}<2$	Apto
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	1,070	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	1,159	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	1,283	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	1,258	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	1,391	Si
Nombre	$\bar{\lambda}<2$	Apto
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	1,132	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	1,098	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	1,193	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	1,277	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	1,332	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	1,488	Si

Tabla 7.14. Esbeltez relativa. Bloque 3, pilares 90 MPa (2).

Como se puede observar tanto en las *tablas 7.11-7.12* como en las *tablas 7.13-7.14*, todos los pilares CFDSST del bloque 3 cumplen con los requisitos de esbeltez relativa impuestos por el EC4. Esto se debe a que estos pilares se diseñaron de forma que se obtuvieran esbelteces pequeñas, del mismo modo que los pilares de los bloques 1 y 2.

7.3.3.4. Contribución del acero

A continuación, se muestran las *tablas 7.15-7.18* donde se plasma el grado de contribución de los pilares CFST del bloque 1 del trabajo.

➤ Pilares de 30 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	0,463	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	0,509	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	0,527	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	0,544	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	0,556	Si
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	0,611	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	0,429	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	0,469	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	0,492	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	0,486	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	0,485	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	0,603	Si

Tabla 7.15. Contribución del acero. Bloque 3, 30 MPa (1).

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_0	0,462	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_05	0,524	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_10	0,509	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_20	0,676	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_25	0,717	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_50	1,004	No
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	0,536	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	0,559	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	0,573	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	0,643	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	0,678	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	0,524	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	0,451	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	0,485	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	0,584	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	0,563	Si
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	0,688	Si
Media	0,564	

Tabla 7.16. Contribución del acero. Bloque 3, 30 MPa (1).

➤ Pilares de 90 MPa

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	0,316	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	0,334	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	0,357	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	0,427	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	0,483	Si
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	0,582	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	0,287	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	0,310	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	0,315	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	0,391	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	0,372	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	0,684	Si

Tabla 7.17. Contribución del acero. Bloque 3, 90 MPa (1).

Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	0,365	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	0,330	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	0,354	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	0,375	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	0,437	Si
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	0,497	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	0,316	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	0,370	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	0,453	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	0,436	Si
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	0,533	Si
Nombre	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Apto
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	0,377	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	0,355	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	0,419	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	0,480	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	0,522	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	0,651	Si
Media	0,418	

Tabla 7.18. Contribución del acero. Bloque 3, 90 MPa (2).

Como se puede observar en las *tablas 7.15-7.18*, al igual que ocurría con los pilares de los otros dos bloques ensayados, la contribución del acero en los pilares con hormigón de 30 MPa es mayor que la contribución del acero de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa. Esto, como se ha explicado anteriormente, se debe a que los pilares con hormigón de 90 MPa soportan más carga, este mayor soporte de carga se debe a la mayor calidad del hormigón, es decir, la contribución del hormigón en los pilares de 90 MPa es mucho mayor que la de los pilares con hormigón de 30 MPa. Por el contrario, la contribución del acero en los pilares rellenos de hormigón de 90 MPa es mucho menor.

Se puede observar en las *tablas 7.17 y 7.18* como todos los pilares con hormigón de 90 MPa cumplen con la normativa.

En cuanto a los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, *tablas 7.15-7.16*, cumplirían todos los pilares a excepción del pilar marcado en rojo “C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_50”. Como se observa, este pilar tiene una contribución del acero superior al 100%, algo físicamente imposible. Esto puede deberse a que en el momento del ensayo se alcanzó una carga máxima menor de lo normal debido a algún fallo estructural del pilar. Esta carga registrada por el pilar es menor a la que teóricamente alcanza el acero y por tanto el cociente es mayor que la unidad.

7.4. PILAR ÓPTIMO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4

A continuación, se muestran las tablas donde se comparan todos los parámetros calculados en el capítulo actual y mediante las que se obtiene el pilar óptimo según el EC4.

7.4.1. Bloque 1 de pilares ensayados

En las *tablas 7.19-7.20*, se comparan todos los valores calculados con el Eurocódigo 4 para los pilares del bloque 1, tanto rellenos con hormigón de 30 MPa como de 90 MPa.

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
S/125.125.4_30_275_00_(121)	No	...	Si	Si	Si
S/125.125.3_30_275_00_(119)	No	...	Si	Si	Si
S/100.100.4_30_275_00_(13)	No	...	Si	Si	Si
R/200.120.3_30_275_00_(86)	No	...	Si	Si	No
R/150.100.4_30_275_00_(38)	No	...	Si	Si	Si
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	Si	...	Si	Si	No
C/168,3,2,8_30_275_00_(70)	Si	...	Si	Si	Si
C/160.6_30_275_00_(129)	Si	...	Si	Si	Si
C/159.3_30_275_00_(71)	Si	...	Si	Si	Si
C/120,2,5_30_275_00_(83)	Si	...	Si	Si	No
C/108.2_30_275_00_(58)	Si	...	Si	Si	No
C/101,6,5_30_275_00_(132)	Si	...	Si	Si	Si
C/101,6,3_30_275_00_(128)	Si	...	Si	Si	Si
C/101,6,2_30_275_00_(81)	Si	...	Si	Si	Si
C/100,3_30_275_00_(131)	Si	...	Si	Si	Si

Tabla 7.19. Comparación EC4. Bloque 1, pilares 30 MPa.

Como se puede observar en la *tabla 7.19*, existen gran cantidad de pilares CFST de 30 MPa que cumplen con los requisitos marcados por el Eurocódigo 4. También se observa que todos estos pilares aptos son los pertenecientes a la geometría circular, pues como también se explica en el capítulo 6, apartado “6.2.1. Bloque 1 de pilares ensayados”, los mejores pilares del bloque 1 son los que poseen una geometría circular.

En cuanto a los pilares que no cumplen con los requisitos, se puede observar que en la mayoría de ellos es debido a problemas con el pandeo local, ya que

han sido geometrizados de forma que la relación entre el área seccional y el grosor del tubo de acero no cumple con los mínimos exigidos por el EC4. También se observa como los pilares de sección cuadrada y rectangular no cumplen con el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Esto confirma que los pilares de sección cuadrada y rectangular presentan peores características resistentes que los pilares de sección circular.

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,Rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
S/125.125.4_90_275_00_(121)	No	...	Si	Si	Si
S/125.125.3_90_275_00_(119)	No	...	Si	Si	Si
R/200.120.3_90_275_00_(86)	No	...	Si	Si	No
R/150.100.4_90_275_00_(38)	No	...	Si	Si	Si
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	No	...	Si	Si	No
C/168,3,2,8_90_275_00_(70)	No	...	Si	No	Si
C/160.6_90_275_00_(129)	Si	...	Si	Si	Si
C/159.3_90_275_00_(71)	No	...	Si	Si	Si
C/120,2,5_90_275_00_(83)	Si	...	Si	Si	No
C/101.6,5_90_275_00_(132)	Si	...	Si	Si	Si
C/101.6,3_90_275_00_(128)	Si	...	Si	Si	Si
C/101.6,2_90_275_00_(81)	No	...	Si	Si	Si
C/100,3_90_275_00_(131)	Si	...	Si	Si	Si

Tabla 7.20. Comparación EC4. Bloque 1, pilares 90 MPa.

En la *tabla 7.20*, únicamente cumplen con los requisitos del EC4 cuatro pilares CFST rellenos con hormigón de 90 MPa. Como se indicó en el “Capítulo 4, Eurocódigo 4”, esta ley únicamente permite trabajar con hormigones de hasta 60 MPa, por tanto, gran cantidad de pilares de 90 MPa ya no cumplirían con los requisitos del EC4 a pesar de presentar mejores características que los pilares de la *tabla 7.19*.

El motivo por el cual no cumplen se debe mayoritariamente a problemas con el pandeo local y con el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$.

En cuanto al ratio de seguridad, se puede observar en la “*gráfica 7.2 Diagrama de dispersión $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Bloque 1, pilares sección cuadrada, rectangular y ovalada*” al principio de este capítulo, como ningún pilar de 90 MPa de sección cuadrada, rectangular u ovalada supera el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Esto se debe a que el hormigón de 90 MPa aumenta el valor del axil teórico hasta tal punto que queda por encima del valor experimental, de modo que no se asemeja a la realidad, y, por tanto, este parámetro no puede ser utilizado en pilares con hormigón de dicha calidad.

El ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ es un valor de seguridad que debería de ser modificado en el EC4 o ajustar sus parámetros para poder representar el valor teórico de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa.

7.4.2. Bloque 2 de pilares ensayados

En las *tablas* 7.21-7.22, se comparan todos los valores calculados con el Eurocódigo 4 para los pilares del bloque 2, tanto rellenos con hormigón de 30 MPa como de 90 MPa.

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > NEC4(MEC4)$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/108.2_30_355_00	Si	Si	Si	Si	No
C/108.2_30_355_05	Si	Si	Si	Si	Si
C/108.2_30_355_10	Si	Si	Si	Si	Si
C/108.2_30_355_20	Si	Si	Si	Si	No
C/108.2_30_355_25	Si	Si	Si	Si	No
C/108.2_30_355_50	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_00	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_05	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_10	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_20	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_25	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_30_275_50	Si	Si	Si	Si	No

Tabla 7.21. Comparación EC4. Bloque 2, pilares 30 Mpa.

En la *tabla* 7.21 se puede observar los pilares CFST rellenos con hormigón de 30 MPa. Se observa como únicamente hay 2 pilares que cumplen con todos los requisitos del EC4. Esto se debe a que son los dos únicos que cumplen con la restricción del pandeo local, tal y como se puede ver en la “*tabla* 5.6. *Pilares bloque 2, 30 MPa (1)*” del capítulo 5.

A pesar de ello, se puede observar como todos estos pilares cumplen con todos los requisitos resistentes exigidos por el EC4. Únicamente sería necesario reducir el diámetro del tubo de acero hasta cumplir con la restricción del pandeo local. Por ello, se puede decir que todos estos pilares presentan las cualidades resistentes necesarias para ser un pilar apto.

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > NEC4(MEC4)$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/108.2_90_355_00	Si	Si	Si	Si	No
C/108.2_90_355_05	No	Si	Si	Si	Si
C/108.2_90_355_10	No	Si	Si	Si	Si
C/108.2_90_355_20	Si	Si	Si	Si	No
C/108.2_90_355_25	No	Si	Si	Si	Si
C/108.2_90_355_50	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_00	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_05	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_10	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_20	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_25	Si	Si	Si	Si	No
C/120.2,5_90_275_50	Si	Si	Si	Si	No

Tabla 7.22. Comparación EC4. Bloque 2, pilares 90 MPa.

En la *tabla* 7.22, se puede observar los pilares CFST rellenos con hormigón de 90 MPa.

Una vez más, el pandeo local, del mismo modo que con los pilares de la *tabla 7.21*, indica que la geometría del pilar debería ser algo más reducida. Además, se observa como en algunos de estos pilares con hormigón de 90 MPa, el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ no llega al valor mínimo exigido por el EC4. Esto se debe a que el cálculo teórico del Eurocódigo no es del todo coherente con los valores experimentales para hormigones de más de 60 MPa, como es el caso.

7.4.3. Bloque 3 de pilares ensayados

En las *tablas 7.23-7.26*, se comparan todos los valores calculados con el Eurocódigo 4 para los pilares CFDSST del bloque 3, tanto rellenos con hormigón de 30 MPa como de 90 Mpa.

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,Rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_0	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_10	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_20	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_25	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_30_275_355_50	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_0	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_05	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_10	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_20	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_25	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_30_275_275_50	No	Si	Si	Si	No

Tabla 7.23. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 30 MPa (1).

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,Rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_0	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_10	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_20	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_25	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_30_275_275_50	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	No	Si	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	No	Si	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	No	No	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	Si	Si	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	No	Si	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	No	Si	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	No	Si	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	No	Si	Si	Si	No

Tabla 7.24. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 30 MPa (2).

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,Rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_0	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_10	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_20	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_25	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/108.2_90_275_355_50	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_0	No	No	Si	Si	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_05	No	No	Si	Si	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_10	No	No	Si	Si	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_20	No	No	Si	Si	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_25	No	No	Si	Si	Si
C/219,1.3_C/101,6.2_90_275_275_50	No	No	Si	Si	Si

Tabla 7.25. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 90 MPa (1).

Nombre	$N_{exp}/N_{pl,Rd} > 1$	$N_{exp}(M_{exp}) > N_{EC4}(M_{EC4})$	$\bar{\lambda} < 2$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	Pandeo local
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	No	No	Si	Si	No
C/219,1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	No	No	Si	Si	No
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	No	No	Si	Si	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	No	No	Si	Si	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	No	No	Si	Si	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	No	No	Si	Si	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	No	No	Si	Si	Si
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	No	No	Si	Si	Si

Tabla 7.26. Comparación EC4. Bloque 3, pilares 90 MPa (2).

Se puede observar como en todas estas *tablas* 7.23-7.26, ningún pilar CFDSST cumple con los requisitos del Eurocódigo 4.

En cuanto a los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, *tablas* 7.23-7.24, se observa como la gran mayoría de los pilares ensayados no cumplen con el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$. Si se observa las *gráficas* 7.14-7.18 se este mismo capítulo, se puede ver como todos los valores experimentales de los pilares con excentricidad 0 no superan el valor máximo teórico, de ahí que estos pilares no cumplan con el ratio de seguridad.

A pesar de ello, se puede observar cómo para las demás excentricidades sí existe una similitud entre la curva teórica del EC4 con los valores experimentales. Por ello se puede decir que el EC4 necesitaría de un ajuste en sus parámetros para poder simular correctamente el comportamiento de los pilares CFDSST rellenos con hormigón de 30 MPa.

Por último, se observa en las *tablas* 7.25-7.26, como ningún pilar de tipo CFDSST relleno con hormigón de 90 MPa cumple ni con el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ ni con la curva teórica del EC4. Por tanto, no es posible el estudio del

comportamiento teórico de estos pilares con el EC4, ya que como también se puede observar en las *gráficas 7.19-7.23*, los cálculos teóricos están muy lejos de los valores experimentales obtenidos.

7.4.4. Selección del pilar óptimo a partir de los pilares aptos según el EC4

Una vez determinados los pilares que son aptos según el Eurocódigo 4, se realiza una comparativa entre estos pilares para obtener así el pilar óptimo. Dicho pilar óptimo será aquel que, cumpliendo con todos los requisitos impuestos por el EC4, sea capaz de soportar la mayor carga axial posible.

Nombre	Nexp	Pandeo local d/t (b/t)
C/168,3,2,8_30_275_00_(70)	1282,331	60,107
C/160.6_30_275_00_(129)	2154,000	26,667
C/159.3_30_275_00_(71)	1185,002	53,000
C/101.6,5_30_275_00_(132)	941,997	20,320
C/101.6,3_30_275_00_(128)	703,164	33,867
C/101.6,2_30_275_00_(81)	582,497	50,800
C/100,3_30_275_00_(131)	723,831	33,333
C/108.2_30_355_05	687,331	54,000
C/108.2_30_355_10	669,332	54,000
C/160.6_90_275_00_(129)	2932,331	26,667
C/101.6,5_90_275_00_(132)	1310,496	20,320
C/101.6,3_90_275_00_(128)	1074,835	33,867
C/100,3_90_275_00_(131)	1140,998	33,333

Tabla 7.27. Pilar óptimo según el EC4.

Por tanto, basándose en la *tabla 7.27*, el pilar óptimo de todos los pilares ensayados según el EC4 sería el pilar C/160.6_90_275_00_(129). Esto parece lógico pues se trata de un pilar con geometría circular, además es uno de los pilares con más área seccional, gracias a esto también es uno de los pilares que puede ser rellenado con más cantidad de hormigón; es uno de los pilares con más grosor de tubo de acero, y está rellenado con hormigón de 90 MPa.

También cabe destacar que el segundo pilar con las mejores propiedades sería el que presenta las mismas características geométricas pero rellenado con hormigón de 30 MPa, C/160.6_90_275_00_(129).

Una vez realizadas estas comparaciones, junto a todas las gráficas presentes en este capítulo, se puede decir que el EC4, es apto para analizar los pilares CFST rellenos con hormigón de 30 MPa, pero que se necesitarían de la inclusión o modificación de ciertos parámetros para poder analizar los pilares que no contempla dicha norma, como son los pilares CFST rellenos con hormigón de 90

MPa y los pilares CFDSST rellenos con hormigón de 30 MPa. En cambio, no es posible el análisis teórico de los pilares de tipo CFDSST rellenos con hormigón de 90 MPa y sería necesaria la creación de otro código para este tipo de pilares.

Capítulo 8

ESTUDIO ECONÓMICO

EN ESTE CAPÍTULO, SE REALIZA UN ESTUDIO ECONÓMICO PARA OBTENER EL PILAR ÓPTIMO.

8.1. INTRODUCCIÓN

Una vez determinados los pilares óptimos tanto a nivel experimental como a partir de los parámetros y las ecuaciones del Eurocódigo 4, se procede a obtener cuál es el pilar óptimo teniendo en cuenta también los valores y gastos económicos.

Para ello, se realiza un estudio del coste de cada pilar ensayado y se realiza una comparativa entre dichos pilares para obtener el que ofrece la mayor respuesta axial para un menor precio, es decir, el pilar óptimo será aquel que tenga el mayor valor calidad-precio.

8.2. COSTE DE LOS PILARES

Para la obtención del coste económico de cada pilar, se ha hecho uso del banco de precios BEDEC de uso libre, a partir del cual se ha obtenido el coste de los materiales empleados para la construcción del pilar, la maquinaria empleada y la mano de obra.

Este estudio económico se ha realizado de forma que se ha obtenido el valor de cada material (acero y hormigón) por metro cubo, para posteriormente, a partir del volumen de acero y hormigón empleado en cada pilar se pueda obtener el coste total de estos.

A continuación, en las siguientes *tablas 8.1-8.4*, se desglosa el coste de cada material empleado por metro cubo:

En cuanto a la cantidad de acero y hormigón, se observa en dichas gráficas como se ha fijado un valor de 1.05, es decir, se tiene en cuenta unas pérdidas del 5 % para cada material debido a las pérdidas en la viruta o pilares mal tronizados en el caso del acero, o por la realización de cantidades extra de material en el caso del hormigón. La obtención del resto de valores (Cantidad) se detalla en el anexo adjunto al trabajo.

➤ Acero 275 MPa

Materiales	Unidades	Cantidad	€/unidad	€/kg
Acero S275J0H según UNE-EN 10210-1, perfiles laminados en caliente serie redondo, cuadrado y rectangular, trabajado en taller y con una capa de imprimación antioxidante, colocado en obra con soldadura	Kg	1,050	1,77	1,86
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	L	0,017	4,80	0,08
			Subtotal	1,94
Equipo y maquinaria				
Tronzadora	h	0,008	0,85	0,01
			Subtotal	0,01
Mano de obra				
Oficial 1ª Ferrallista	h	0,012	23,85	0,28
Ayudante Ferrallista	h	0,012	21,17	0,25
			Subtotal	0,53
Gastos directos complementarios				
Gastos directos complementarios	%	2,000	2,46	0,05
			Total	2,52
Densidad acero	kg/m ³	7850,00		€/m ³
			Total	19782,72

Tabla 8.1. Coste por metro cubo, acero 275MPa.

➤ Acero 355 MPa

Materiales	Unidades	Cantidad	€/unidad	€/kg
Acero S355J2H según UNE-EN 10210-1, perfiles laminados en caliente serie redondo, cuadrado y rectangular, trabajado en taller y con una capa de imprimación antioxidante, colocado en obra con soldadura	Kg	1,050	1,90	2,00
Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	L	0,017	4,80	0,08
			Subtotal	2,08
Equipo y maquinaria				
Tronzadora	h	0,008	0,85	0,01
			Subtotal	0,01
Mano de obra				
Oficial 1ª Ferrallista	h	0,012	23,85	0,28
Ayudante Ferrallista	h	0,012	21,17	0,25
			Subtotal	0,53
Gastos directos complementarios				
Gastos directos complementarios	%	2,000	2,60	0,05
			Total	2,66
Densidad acero	kg/m ³	7850,00		€/m ³
			Total	20875,67

Tabla 8.2. Coste por metro cubo, acero 355MPa.

➤ Hormigón 30 MPa

Materiales	Unidades	Cantidad	€/unidad	€/m ³
Hormigón para pilares, HA-30/F/20/Illa, de consistencia plástica, tamaño máximo de árido 20 mm	m ³	1,050	73,11	76,77
			Subtotal	76,77
Equipo y maquinaria				
Central hormigonado 100	m ³ /h	h	0,150	61,56
			Subtotal	9,23
Mano de obra				
Oficial 1a Encofrador.	h	15,000	23,85	357,75
Ayudante Encofrador.	h	15,000	21,17	317,55
			Subtotal	675,30
Gastos directos complementarios				
Gastos directos complementarios	%	2,000	752,07	15,04
			Total	776,34

Tabla 8.3. Coste por metro cubo, acero 355MPa.

➤ Hormigón 90 MPa

Materiales	Unidades	Cantidad	€/unidad	€/m ³
Hormigón para pilares, HA-30/F/20/Illa, de consistencia plástica, tamaño máximo de árido 20 mm	m ³	1,050	118,55	124,48
Sika ViscoCrete-3425 (1). Superplastificante alto rendimiento. (Fluidificante)	Kg	12,300	1,90	23,37
Humo de sílice de 0 a 3,5 mm	Kg	50,000	0,16	8,10
			Subtotal	155,95
Equipo y maquinaria				
Central hormigonado 100	m ³ /h	h	0,150	61,56
			Subtotal	9,23
Mano de obra				
Oficial 1a Encofrador.	h	15,000	23,85	357,75
Ayudante Encofrador.	h	15,000	21,17	317,55
			Subtotal	675,30
Gastos directos complementarios				
Gastos directos complementarios	%	2,000	831,25	16,62
			Total	857,11

Tabla 8.4. Coste por metro cubo, hormigón 90 MPa.

Se puede observar en las *tablas 8.1-8.4*, como el precio por unidad de volumen del acero es mayor que el precio por unidad de volumen del hormigón. A su vez, también se observa como el hormigón de 90 MPa es más caro que el hormigón de 30 MPa, del mismo modo que ocurre con los aceros, siendo el de mayor calidad el más caro (355 MPa). Estos datos marcarán las diferencias en los pilares con la misma geometría, pero con diferentes calidades en sus materiales y por tanto será un factor importante a la hora de obtener el pilar óptimo.

Para la obtención del precio del hormigón empleado, se hace uso de la dosificación de cada componente y del coste que supusieron dichos materiales al grupo de investigación. A continuación, en la *tabla 8.5*, se muestra la concentración por **unidad de volumen** de cada material empleado en la elaboración del hormigón. A su vez, en la *tabla 8.6* se muestra el coste de cada uno de los materiales por unidad de masa.

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

Tabla 8.5. Dosificación hormigón.

Material	Precio €/kg
Cemento	0,18
Arena	0,01
Grava	0,01
Agua	0,001
Humo de sílice	0,16
Fluidificante	1,90

Tabla 8.6. Precio dosificación hormigón.

Una vez obtenidos los costes por valor unitario en metro cubo tanto del acero como del hormigón, se procede a obtener el coste de cada uno de los pilares ensayados.

Para ello, teniendo en cuenta que todos los pilares poseen 300 mm de longitud y conociendo las dimensiones del área seccional de cada uno de ellos, es posible obtener el precio de cada uno de estos pilares, de forma que:

- Coste seccional del acero

$$\text{Coste acero, pilar (€)} = \text{Coste unitario, acero} \left(\frac{\text{€}}{\text{m}^3} \right) * A_a(\text{m}^2) * L(\text{m})$$

- Coste seccional del hormigón

$$\text{Coste hormigón, pilar (€)} = \text{Coste unitario, hormigón} \left(\frac{\text{€}}{\text{m}^3} \right) * A_{ck}(\text{m}^2) * L(\text{m})$$

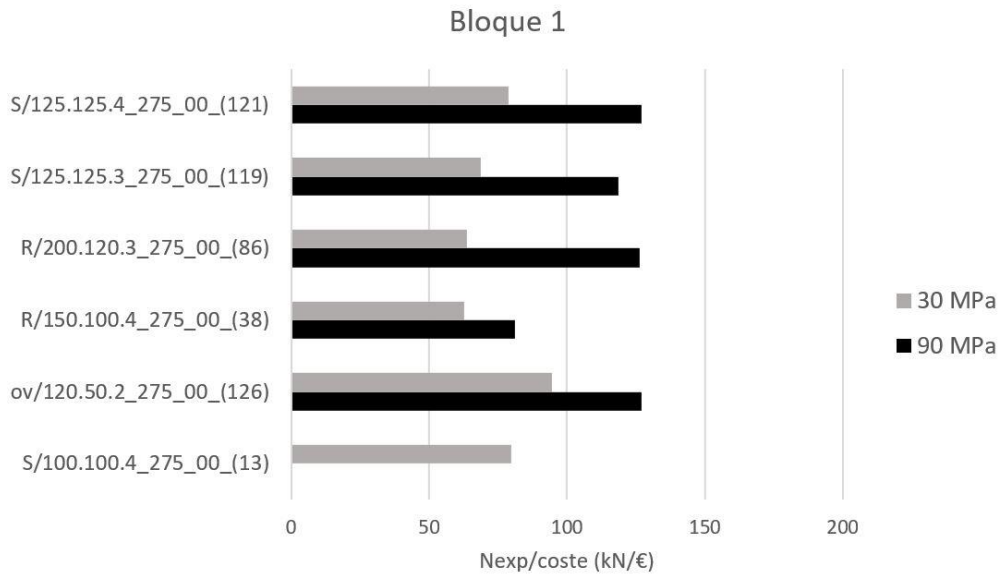
Los costes finales de cada uno de los pilares se recogen en las tablas adjuntas en el anexo del propio trabajo.

8.3. RATIO NEXP/COSTE

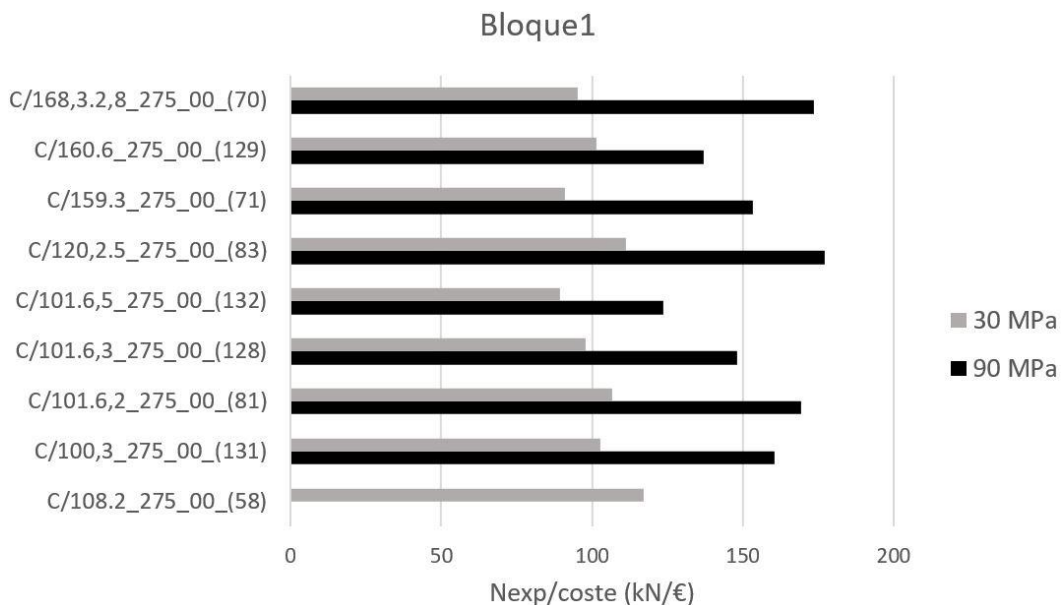
A continuación, se adjuntan las *gráficas 8.1-8.9*, donde se detalla el ratio de carga axil máximo experimentado por cada pilar respecto a su coste.

8.3.1. Bloque 1 de pilares ensayados

En las *gráficas 8.1 y 8.2*, se puede observar el ratio “Nexp/coste” referente a los pilares CFST del bloque 1 de pilares ensayados.



Gráfica 8.1. Bloque 1, gráfica Nexp/coste (1).



Gráfica 8.2. Bloque 1, gráfica Nexp/coste (2).

En las *gráficas 8.1 y 8.2*, se puede observar como los pilares circulares aguantan mayor carga que los pilares rectangulares cuadrados u ovalados para un mismo coste. Esto es lógico pues la geometría circular, como se ha indicado varias

veces durante este trabajo, es la geometría que mejor distribuye las cargas en toda su sección y por tanto la que ofrece mayor absorción de carga ante un mismo trabajo.

También se observa en estas dos gráficas como los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa aguantan más carga por coste. Esto se debe a que ese aumento de la calidad del pilar al ser relleno con un hormigón de 90 MPa no supone un aumento excesivo en el coste del pilar pues, como se puede observar en las *tablas 8.1-8.4*, el precio del hormigón de ambas calidades es sumamente inferior al coste de los aceros, de modo que estos últimos son los que condicionan mayoritariamente el precio final del pilar.

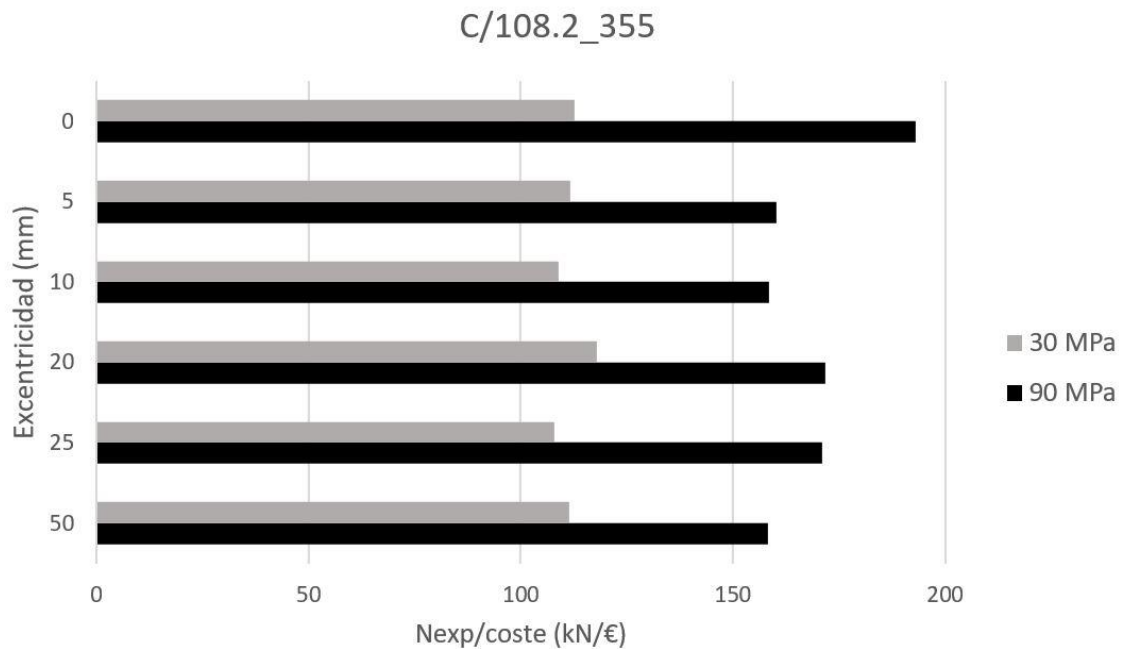
Observando la *gráfica 8.2*, destaca como el pilar C/160.6_275_00_(129) es de los pilares circulares que menor carga aguanta en función del precio. Contrariamente a esto, se había observado en los *capítulos 6 y 7* de este mismo trabajo como dicho pilar era el pilar óptimo tanto analizado únicamente por sus cualidades resistentes como por los parámetros del EC4. Observado ahora desde un punto de vista económico, este dato indica que dicho pilar es más caro que los demás pilares y por tanto dejaría de ser el pilar óptimo. Esto es debido a que la cantidad de acero que posee es mayor que la de los demás pilares y por tanto su precio es superior.

Se observa por tanto en estas gráficas que el pilar óptimo sería el pilar C/168,3.2,8_275_00_(70). Esto es lógico pues es el pilar con mayor diámetro y por tanto es el que mayor cantidad de hormigón puede contener en su interior. A su vez, este pilar posee un grosor de la capa de acero similar a los demás pilares y por tanto su precio no aumenta, contrariamente a lo que ocurre con el pilar C/160.6_275_00_(129).

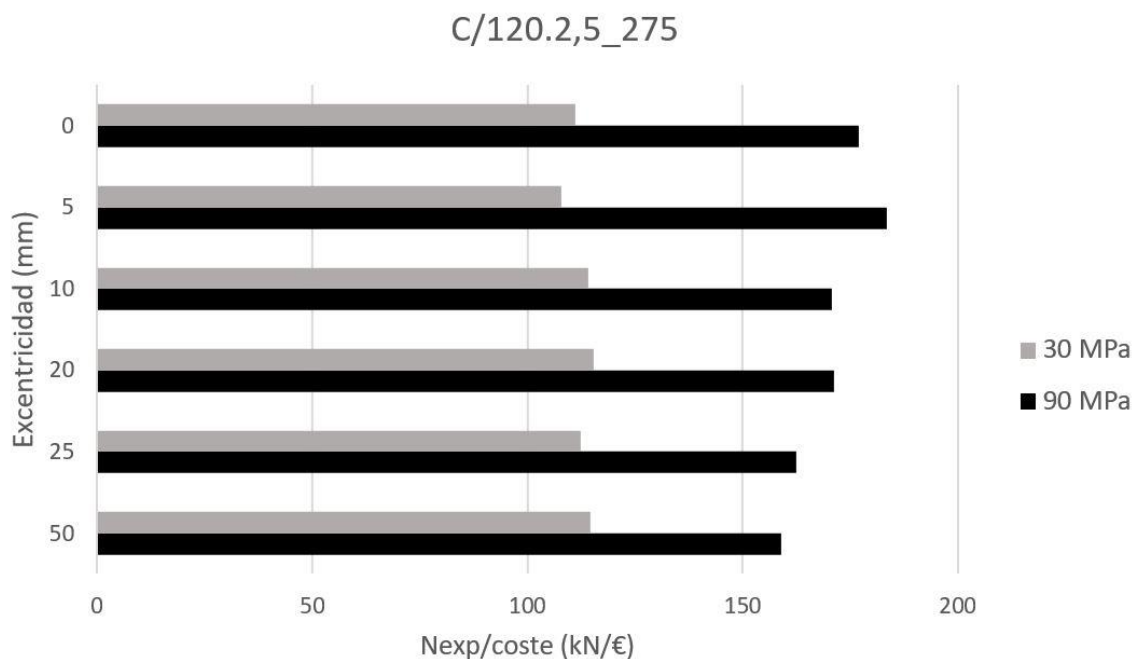
Finalmente, otro dato que destaca en estos pilares del bloque 1 es la calidad económica de los pilares circulares rellenos con hormigón de 30 MPa. Se observa como estos pilares tienen ratios “Nexp/coste” similares a los pilares rectangulares, cuadrados y ovalados rellenos con hormigón de 90 MPa. Esto confirma por tanto que los pilares con geometría circular siempre son los óptimos tanto a nivel de propiedades como a nivel económico.

8.3.2. Bloque 2 de pilares ensayados

En las *gráficas 8.3 y 8.4*, se puede observar el ratio “Nexp/coste” referente a los pilares CFST del bloque 2 de pilares ensayados en función de la excentricidad aplicada.



Gráfica 8.3. Bloque 2, C/108.2_355, gráfica Nexp/coste.



Gráfica 8.4. Bloque 2, C/120.2,5_275, gráfica Nexp/coste.

Se observa en las *gráficas 8.3 y 8.4*, al igual que ocurría con los pilares ensayados del bloque 1, como los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa tienen un ratio “Nexp/coste” superior a los pilares de 30 MPa. Esto se debe a que, como se ha explicado en el punto “8.3.1. Pilares ensayados del bloque 1”, el coste del pilar queda mayoritariamente determinado por el coste del acero, debido a que este es sumamente superior al coste del hormigón y, por tanto, el uso de un hormigón de mayor calidad supone un aumento en la calidad del pilar, pero no en el coste del mismo.

Se observa también en estas mismas gráficas, como los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa se mantienen con un ratio “Nexp/coste” más o menos constante a medida que la excentricidad aplicada aumenta. Este comportamiento no es lógico, pues a medida que la excentricidad aplicada es mayor, una mayor parte del hormigón trabaja a tracción por tanto el pilar disminuye su capacidad de soporte de carga axil. Este comportamiento debería verse reflejado en una disminución de la carga soportada para un mismo coste, comportamiento que no se aprecia en los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa de las *gráficas 8.3 y 8.4*. El motivo por el que esto no ocurre, se debe a lo explicado en el “*capítulo 6*” de este mismo trabajo, apartado “*6.2.2.1. Pilares de 30 MPa*”. Se debe a que, aunque el límite elástico de los aceros empleados en estos pilares es similar en todas sus excentricidades (355MPa para el primer pilar y 275 MPa para el segundo), los valores experimentales de los aceros de los pilares sometidos a mayor excentricidad son mucho mayores, y por tanto, esto se ve reflejado en que la carga axil soportada no se ve disminuida.

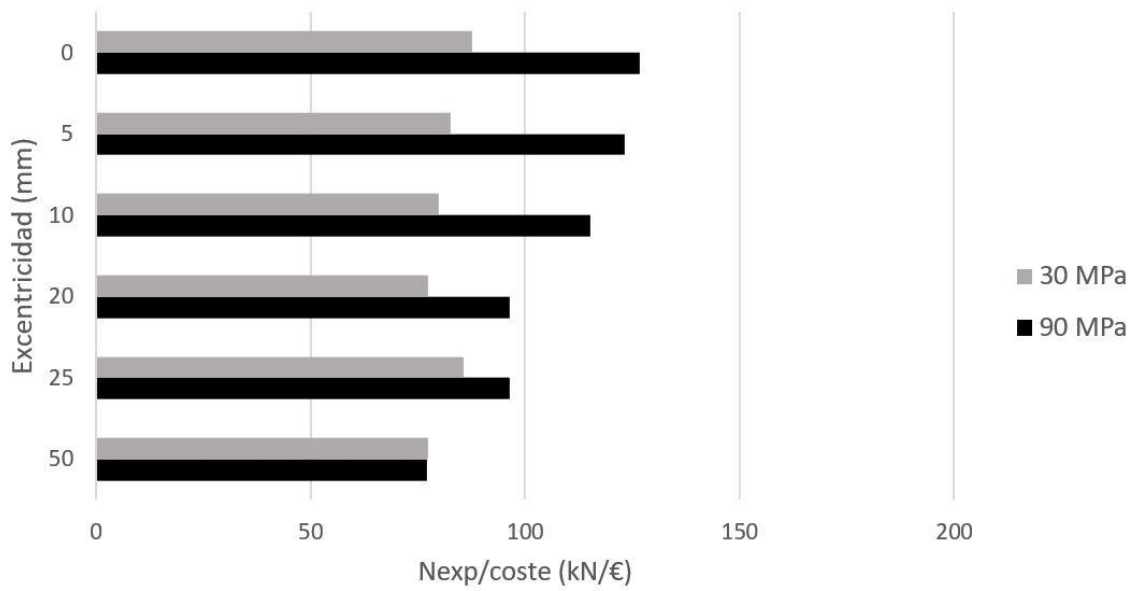
Se observa como en los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa de las *gráficas 8.3 y 8.4* sí que existe una reducción de la carga axil para un mismo coste a medida que la excentricidad aumenta, comportamiento que concuerda con la teoría.

Finalmente, se observa como ambos tipos de pilares tienen ratios “Nexp/coste” similares. Esto se debe a que, como se explica también en el “*capítulo 6*” de este mismo trabajo, apartado “*6.2.2.1. Pilares de 30 MPa*”, el pilar C/120.2,5_275 tiene la capacidad de soportar mayor carga axil debido a que tiene mayor diámetro y por tanto puede contener mayor cantidad de hormigón. En cambio, este diámetro de mayor dimensión se refleja también en un aumento del acero que contiene, y por tanto en un aumento del coste del pilar. Estos dos factores hacen que el cociente final “Nexp/coste” del pilar C/120.2,5_275 sea similar al del pilar C/108.2_355.

8.3.3. Bloque 3 de pilares ensayados

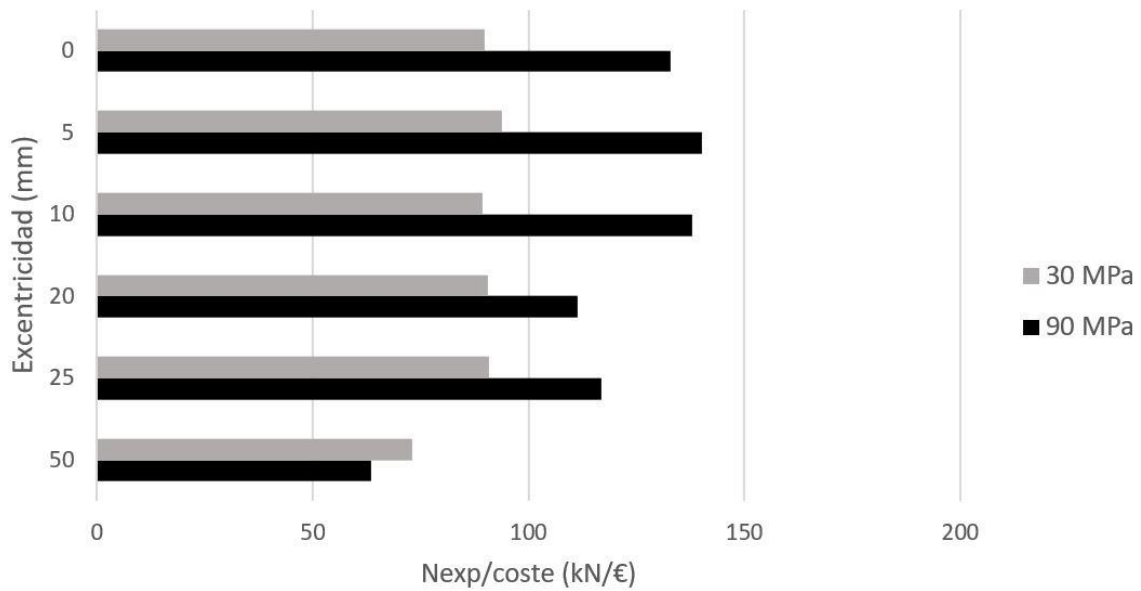
En las *gráficas 8.5 - 8.9*, se puede observar el ratio “Nexp/coste” referente a los pilares CFDSST del bloque 3 de pilares ensayados en función de la excentricidad aplicada.

C/219,1.3_C/108.2_275_355

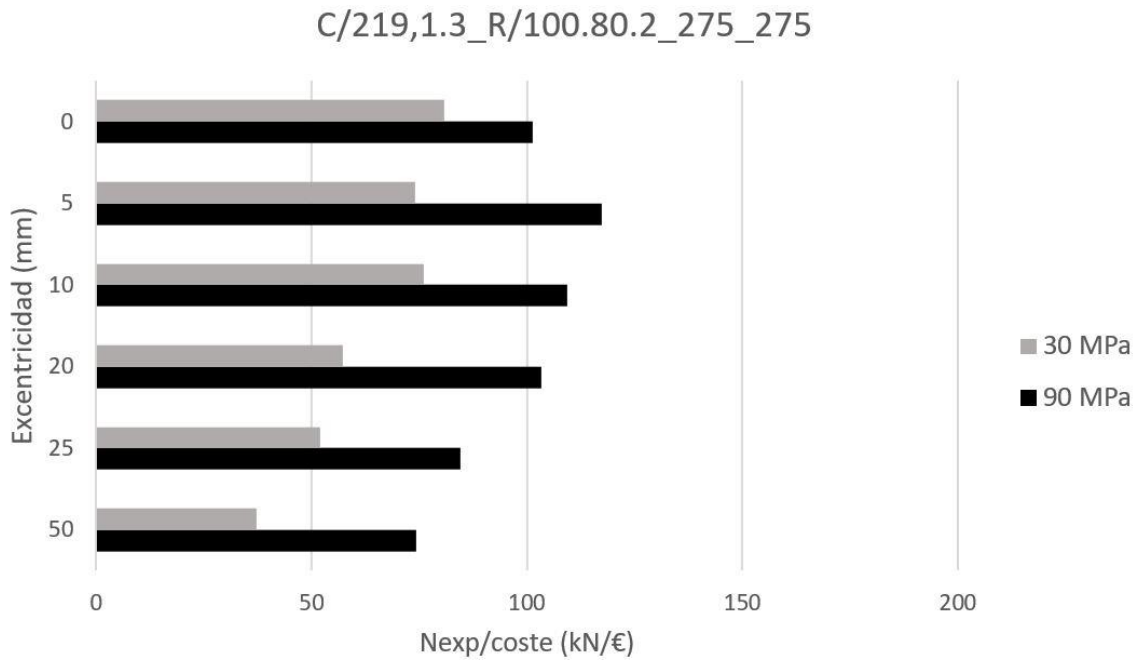


Gráfica 8.5. Bloque 3, C/219,1.3_C/108.2_275_355, gráfica Nexp/coste.

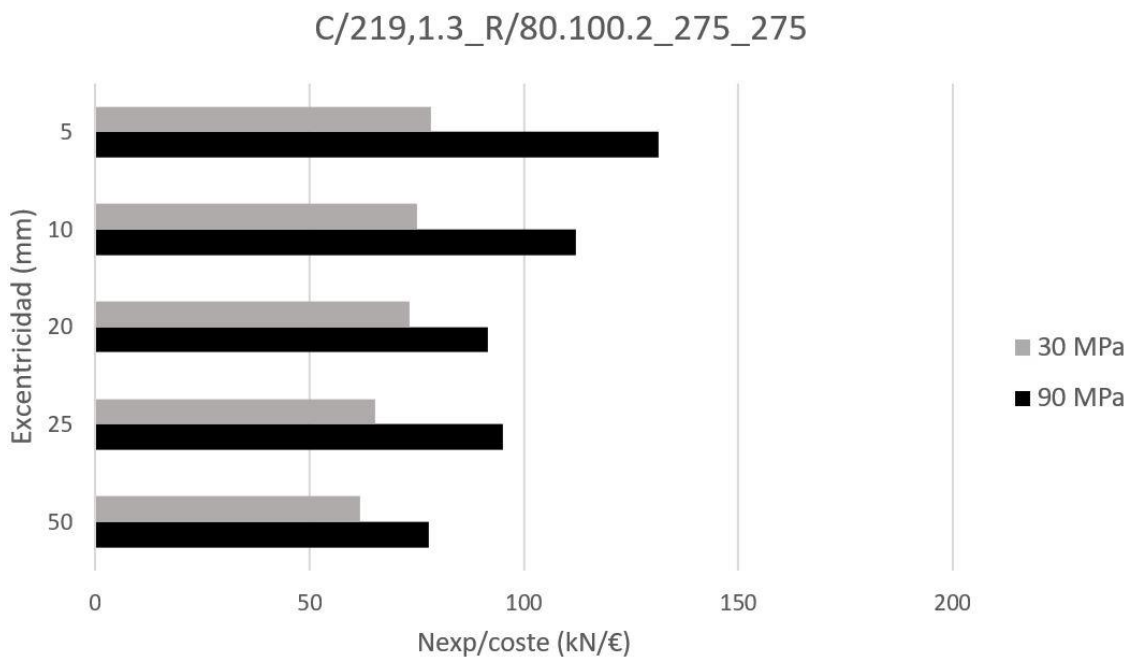
C/219,1.3_C/101,6.2_275_275



Gráfica 8.6. Bloque 3, C/219,1.3_C/101,6.2_275_275, gráfica Nexp/coste.

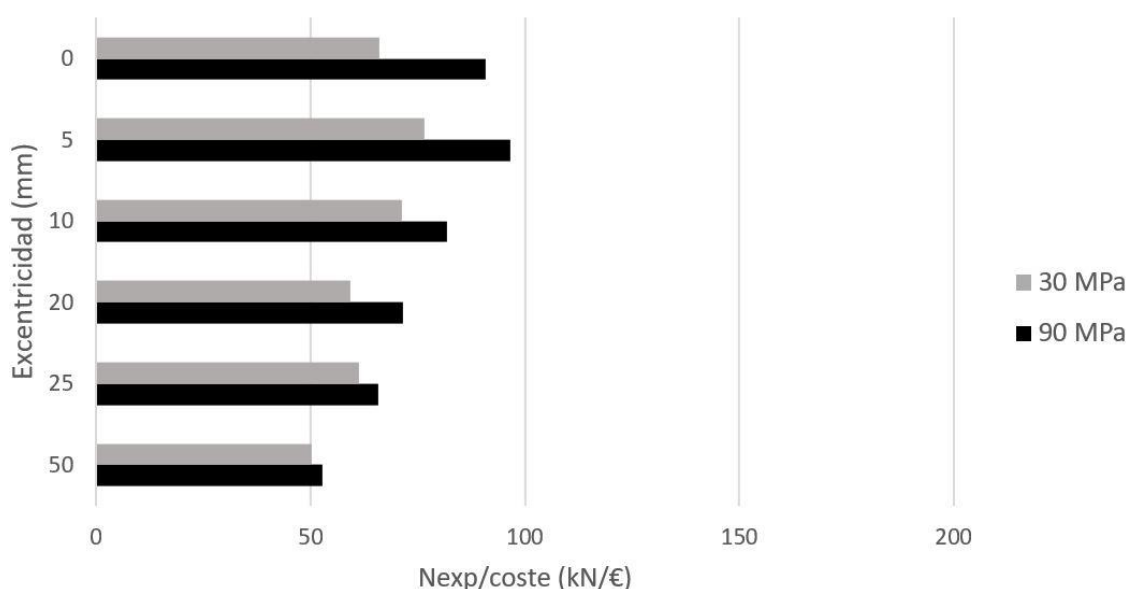


Gráfica 8.7. Bloque 3, C/219,1.3_R/100.80.2_275_275, gráfica Nexp/coste.



Gráfica 8.8. Bloque 3, C/219,1.3_R/80.100.2_275_275, gráfica Nexp/coste.

S/175.175.3_C/108.2_275_355



Gráfica 8.9. Bloque 3, S/175.175.3_C/108.2_275_355, gráfica Nexp/coste.

Se observa en estas *gráficas* 8.5-8.9, al igual que ocurría con los pilares del bloque 1 y 2 y por el mismo motivo, como los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa presentan un mayor ratio “Nexp/coste” que los pilares de la misma geometría pero rellenos con hormigón de 30 MPa, como era de esperar.

También se observa y de acuerdo con el comportamiento teórico, como a medida que la excentricidad aplicada es mayor, el ratio “Nexp/coste” disminuye. Pues el pilar, para grandes excentricidades, puede soportar menor carga axil y en cambio el coste del pilar se mantiene constante.

Desde un punto de vista geométrico, se observa como los pilares de sección C-C presentan ratios “Nexp/coste” algo superiores a los pilares de sección C-R. Algo lógico pues como ya se ha comentado numerosas veces, la sección circular es la que mejores propiedades ofrece.

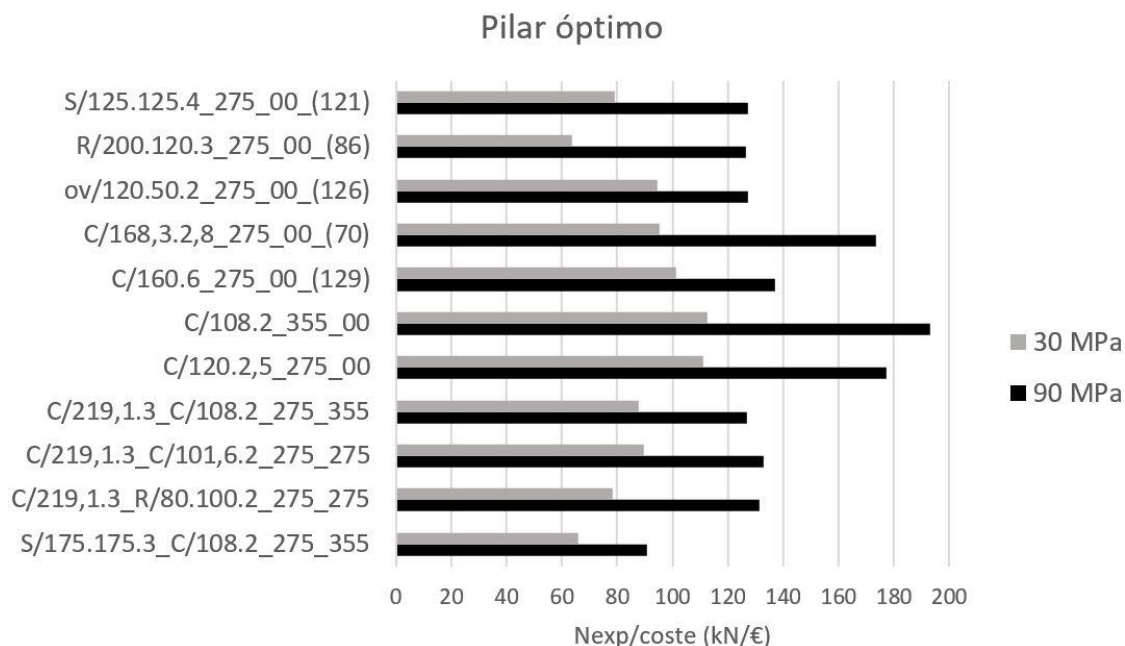
En cambio, se observa como el pilar de sección S-C es el que peor ratio “Nexp/coste”, tal y como se preveía pues es el que peor capacidad resistente ofrece.

Se observa como en general, todos los pilares CFDSST presentan un ratio “Nexp/coste” mucho menor que los pilares CFST ensayados en los bloques 1 y 2. Esto se debe a que los pilares CFDSST poseen en su interior un tubo de acero y por tanto el coste del pilar es mucho mayor que los de tipo CFST. Dichos precios se pueden comparar en el anexo adjunto al trabajo.

Debido a esto, los pilares de tipo CFDSST quedan desde un punto de vista económico por debajo de los pilares CFST. Tanto es así, que muchos de los pilares CFDSST rellenos con hormigón de 90 MPa, poseen un ratio “Nexp/coste” menor que todos los pilares CFST rellenos con hormigón de menor calidad (30 MPa) de sección circular.

8.4. PILAR ÓPTIMO DESDE UN PUNTO DE VISTA ECONÓMICO

En la siguiente *gráfica 8.10*, se observa una comparativa de todas las geometrías ensayadas y a partir de la cual se puede obtener que geometría y pilar es el óptimo.



Gráfica 8.10. Gráfica Nexpcoste según geometrías seccionales.

Como se puede observar en dicha *gráfica 8.10*, la geometría que mejor ratio “Nexp/coste” ofrece y por tanto la geometría óptima desde un punto de vista económico es la geometría circular.

Se observa como el pilar óptimo es el pilar C/108.2_355_00 del bloque 2, tanto relleno con hormigón de 30 MPa como relleno con hormigón de 90 MPa. El segundo pilar con las mejores propiedades es el pilar C/120.2.5_275_00 del bloque 2, tanto relleno con hormigón de 30 MPa como relleno con hormigón de 90 MPa. Y por último, el tercer pilar con las mejores propiedades y que destaca notablemente por encima de los demás es el pilar C/168,3.2,8_275_00_(70) del bloque 1. Todos ellos de sección circular.

Como se ha comentado anteriormente en el apartado “8.3.1. Bloque 1 de pilares ensayados”, el pilar C/160.6_275_00_(129), a pesar de ser el pilar óptimo tanto basándose únicamente en las propiedades resistentes de los pilares (capítulo 6) como basándose únicamente en el Eurocódigo 4 (capítulo 7), se observa como desde un punto de vista económico dicho pilar presenta un ratio realmente lejos de los pilares óptimos. Esto se debe a que su capa de acero presenta un grosor mayor que los pilares C/108.2_355_00, C/120.2.5_275_00 y C/168,3.2,8_275_00_(70) y por tanto su precio es mucho mayor.

Por último, respecto a los pilares CFDSST, se observa como la geometría C-C es la óptima. A pesar de ello, todos los pilares CFDSST quedan muy por debajo

de los pilares óptimos, debido a que el tubo de acero interior aumenta considerablemente el precio de estos. Tanto es así, que el pilar CFST de sección ovalada resulta económicamente mejor que el pilar CFDSST de sección S-C a pesar de ser el pilar con peores características desde un punto de vista resistente como desde las conclusiones del EC4.

Capítulo 9

CONCLUSIÓN

EN ESTE CAPÍTULO, SE INCLUYEN LAS PRINCIPALES CONCLUSIONES OBTENIDAS A LO LARGO DEL PROYECTO.

9.1. INTRODUCCIÓN

Al inicio de este trabajo se marcaron una serie de objetivos referente al estudio del comportamiento de los pilares tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST. A continuación, se hace un breve listado de los objetivos marcados.

- Análisis del comportamiento ante una misma carga y diferencias existentes entre pilares conformados por diferentes calidades de acero, de calidad 275 MPa y de calidad 355 MPa. Tanto referente a pilares de tipo CFST como de tipo CFDSST.
- Análisis del comportamiento ante una misma carga y diferencias existentes entre pilares conformados por diferentes calidades de hormigón, de calidad 30 MPa y de calidad 90 MPa. Tanto referente a pilares de tipo CFST como de tipo CFDSST.
- Análisis del comportamiento y de los pilares similares ante diferentes grados de excentricidad.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir de los ensayos realizados y los datos experimentales recogidos.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
 - Determinar si es posible o no el análisis teórico de los pilares de tipo CFDSST a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
 - Determinar si es posible o no el análisis teórico de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa, tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST, a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4.
- Determinar la geometría y pilar óptimos a partir del estudio económico realizado.

En el presente capítulo, se hace un resumen de todas las conclusiones obtenidas durante el trabajo y de todas las respuestas a los objetivos marcados.

9.2. CONCLUSIÓN

Después de realizar el presente trabajo, se han obtenido las siguientes conclusiones a partir de las gráficas y tablas realizadas.

Respecto a la calidad del acero empleado:

- El uso de un acero de 355 MPa o de un acero de 275 MPa influye directamente en la capacidad de absorción que tendrá el pilar una vez el pilar haya roto. Una vez superado el punto de rotura, los pilares formados con acero de 275 MPa presentan una pendiente negativa más pronunciada que los pilares formados con acero de 355 MPa. Esto se

debe a que el acero de 355 presenta mayor tenacidad y por tanto permite al pilar mantenerse en una posición más estable cerca de su carga máxima una vez superada la rotura.

- A medida que aumenta la excentricidad, es el acero el que predomina en el pilar pues ofrece mejores características a tracción que el hormigón. Debido a esto, a grandes excentricidades el pilar ofrece una pendiente de la curva menos pronunciada. Del mismo modo, los pilares formados con acero de 355 MPa ofrecen una pendiente más suave y por tanto tienen mayor capacidad de absorción de energía que los formados con acero de 275 MPa.
- En los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa se alcanzan mayores cargas de axil y por tanto, en el momento de la rotura, debido a que el pilar está en un estado tensional mayor, el acero absorbe con mayor brusquedad la energía, produciéndose un descenso más repentino de la curva que para pilares rellenos con hormigón de 30 MPa.

Respecto al hormigón:

- El empleo de un hormigón de mayor límite elástico se refleja directamente en una absorción de mayor energía y por tanto, la posibilidad de alcanzar una mayor carga axil. Se deduce por tanto que los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa soportan más carga axil que los rellenos con hormigón de 30 MPa y de misma geometría circular.
- Con el empleo de un hormigón de 90 MPa es posible obtener módulos de Young más grandes y por tanto es posible obtener una mayor tenacidad.
- En el momento de la rotura, los pilares con hormigón de 90 MPa rompen con mayor brusquedad debido a que los áridos y la pasta presentan grados de rigidez similares, por tanto, la adherencia entre ambos es mayor. Esto conlleva que, en el momento de la rotura, ambas partes rompan simultáneamente y no se produzcan tensiones tangenciales que permitan una absorción de energía extra, cosa que sí que ocurre con el hormigón de 30 MPa.
- El comportamiento a tracción del hormigón es sumamente inferior que a compresión. Esto ha supuesto que, a altos grados de excentricidad, tanto los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa como de 30 MPa han ofrecido cargas máximas muy por debajo de su comportamiento a compresión puro.

Respecto a las excentricidades:

- Como se acaba de explicar, a medida que la excentricidad es mayor, la carga axil máxima alcanzada es menor debido a que el hormigón pierde

gran parte de sus cualidades resistentes por su comportamiento a tracción.

- Para altos grados de excentricidad, el acero predomina sobre el hormigón, produciéndose una absorción de energía y una rotura más suave debido al comportamiento más tenaz del acero.

En cuanto a la obtención del pilar óptimo a partir de los ensayos realizados y los datos experimentales recogidos.

- EL pilar con la geometría óptima obtenida a partir de los datos experimentales ha sido el pilar CFST de geometría circular, debido a que esta geometría es la que mejor distribuye las tensiones a lo largo de su sección y por tanto la que está mejor capacitada para alcanzar mayores cargas axiales para todos los grados de excentricidad.
- El segundo pilar con las mejores propiedades ha sido el pilar de tipo CFDSST de geometría C-C. Esto también es debido a que la geometría circular, como se acaba de explicar, es la que mejores cualidades resistentes ofrece. En cambio, debido a que los pilares CFDSST contienen menor cantidad de hormigón interior, alcanzan algo menos de carga axial máxima. A pesar de ello, se han obtenido resultados muy parejos entre ambos tipos de pilares y muy superiores a los demás tipos de geometrías.
- El pilar que peores cualidades resistentes ha ofrecido ha sido el pilar de sección ovalada. Esto se debe a que la geometría ovalada es propensa a sufrir tensiones críticas antes que otras geometrías ante una misma carga.
- Todos los pilares con diferentes secciones geométricas ensayadas, entre las que se encuentran las secciones rectangulares, cuadradas, de tipo C-R y de tipo S-C, han ofrecido cargas máximas intermedias y muy lejos de las alcanzadas por los pilares de sección circular. Tanto es así, que algunos de los pilares CFST de sección circular rellenos con hormigón de 30 MPa, han ofrecido mayores cargas axiales que los pilares CFDSST de tipo S-C rellenos con hormigón de 90 MPa, entre otros.

En cuanto a la obtención del pilar óptimo a partir de las ecuaciones y parámetros del Eurocódigo 4:

- Se ha obtenido de nuevo que la geometría óptima es la geometría circular, debido a las mismas conclusiones expuestas en el punto anterior.
- Se ha obtenido que el pilar óptimo es el pilar C/160.6_90_275_00_(129), seguido por el mismo pilar pero relleno con hormigón de 30 MPa. Esto se debe a que ambos han sido los pilares que mayor carga axial alcanzaban de entre los pilares que cumplían con todos los requisitos del EC4.

- Se observa como gran parte de los pilares de tipo CFST rellenos con hormigón de 30 MPa cumplen con los requisitos impuestos por el EC4.
- Tanto los pilares CFST rellenos con hormigón de 90 MPa, como los pilares de tipo CFDSST rellenos con hormigón de 30 MPa presentan ciertos problemas para poder ser parametrizados correctamente a partir de las ecuaciones del EC4, siendo necesario la modificación o inclusión de ciertos parámetros en dicha norma para adaptarse.
- No es posible el control o el análisis teórico de los pilares de tipo CFDSST rellenos con hormigón de 90 MPa a partir de las ecuaciones del EC4, pues dichos comportamientos teóricos obtenidos distan considerablemente de los datos experimentales que se tienen.
- Gran parte de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa presentan problemas para adaptarse al valor de la contribución del acero que impone el EC4. Esto se debe a que, estos tipos de pilares soportan más carga que los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa, este mayor soporte de carga se debe a la mayor calidad del hormigón, es decir, la contribución del hormigón en los pilares de 90 MPa es mucho mayor que la de los pilares con hormigón de 30 MPa. Por el contrario, la contribución del acero en los pilares rellenos de hormigón de 90 MPa es mucho menor.
- Para excentricidades altas, los pilares de tipo CFDSST no pueden ser parametrizados a partir del EC4, esto se debe a que a partir del Eurocódigo 4 no es posible obtener un valor de axil teórico correcto y por tanto el ratio de seguridad $N_{exp}/N_{pl,Rd}$ queda muy por encima de lo que debería ser.

En cuanto a la obtención del pilar óptimo a partir del estudio económico realizado:

- El coste por unidad de volumen del acero es mucho mayor que el coste por unidad de volumen del hormigón.
- El ratio “ N_{exp}/coste ” de los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa es muy superior al de los pilares rellenos con hormigón de 30 MPa. Esto es debido a que el uso de hormigón de 90 MPa no supone un aumento excesivo en el coste del pilar, pues el precio del hormigón de ambas calidades es sumamente inferior al coste del acero, de modo que este último es el que condiciona mayoritariamente el coste final del pilar.
- El empleo de pilares con una capa de acero de mayor grosor aumenta considerablemente el precio del propio pilar, de modo que deja de ser económico.
- Los pilares CFDSST presentan valores “ N_{exp}/coste ” realmente bajos. Esto es debido al tubo de acero interior que poseen, pues este aumenta considerablemente el coste del pilar.

- Los pilares CFST de sección circular son los que presentan mayores ratios “Nexp/coste”, siendo por tanto este tipo de pilares los óptimos desde un punto de vista económico.
- A medida que la excentricidad es mayor, el ratio “Nexp/coste” es menor. Esto se debe a que a altas excentricidades el axil máximo disminuye, por tanto, debido a que el coste del pilar no depende de la excentricidad y se mantiene constante, el cociente final entre ambos es siempre mayor en excentricidades altas.
- El pilar óptimo de los pilares ensayados es el pilar C/108.2_355_00 pues es el que mayor ratio “Nexp/coste” ofrece. Esto es debido a que es el pilar con mayor diámetro y por tanto es el que mayor cantidad de hormigón puede contener en su interior. A su vez, este pilar posee un grosor de la capa de acero similar a los demás pilares y por tanto su precio no aumenta.
- Respecto a los pilares de tipo CFDSST, la geometría C-C es la óptima. A pesar de ello, todos los pilares CFDSST quedan muy por debajo de los pilares óptimos, debido a que el tubo de acero interior aumenta considerablemente el precio de estos. Tanto es así, que el pilar CFST de sección ovalada resulta económicamente mejor que el pilar CFDSST de sección S-C a pesar de ser el pilar con peores características tanto desde un punto de vista resistente como desde las conclusiones del EC4.

9.3. CUESTIONES PENDIENTES DE RESOLVER

Una vez finalizado el trabajo, sería posible realizar futuras investigaciones que ofrecieran nuevas conclusiones y ampliaran la información de lo ya estudiado referente a los pilares mixtos de acero rellenos de hormigón. entre ellas:

- La realización de una nueva línea de investigación que determinara las posibles mejoras de los parámetros del Eurocódigo 4 para la inclusión de los pilares de tipo CFDSST en dicho código.
- La realización de una línea de investigación para la búsqueda de ciertos parámetros que ampliasen el rango del hormigón permitido en el EC4 de los 60 MPa actuales hasta la calidad de 90 MPa estudiada.
- Realizar un análisis experimental de pilares tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST de más de 300 mm de longitud sometidos a diferentes excentricidades.
- Realizar un estudio experimental de pilares de tipo CFST y de tipo CFDSST de más de 300 mm de longitud rellenos con hormigón de 90 MPa, estudiando el comportamiento de este tipo de hormigón frente a los efectos de segundo orden.
- La realización de un nuevo Eurocódigo referente a los pilares de tipo CFDSST.

Bibliografía

- ACI 2010. *"Report on High-Strength Concrete"* (ACI 33R-10) Farmington Hills, MI: ACI, 2010
- AENOR 2007. *"UNE-EN 10219-2: Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección"*, Madrid, AENOR.
- AENOR 2010. *"UNE-EN ISO 6892-1: Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo temperatura ambiente"*, Madrid, AENOR.
- AENOR 2011. *"UNE-EN 1994-1-1: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón"*. Madrid, AENOR.
- Chen, J., Ni, Y. Y. y Jin, W (2015). Column tests of dodecagonal section double skin concrete filled steel tubes. *"Thin walled structures"*.
- Construmática. *"Estructuras mixtas de acero y hormigón"*.
- Ekmekyapar y Al-Eliwi (2017). Tests on concrete filled double circular steel tube (CFDCST) stub columns. *"Engineering Structures"*.
- Elchalakani, M. Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002). Tests of concrete filled double-skin (CHS inner and SHS outer) composite short columns under axial compression. *"Thin-Walled Structures"*.
- Guardiola, A. *"Cálculo elástico y cálculo plástico de vigas de acero solicitadas a flexión"*. Valencia.
- Han, L. H., Tao, Z., Huang, H. y Zhao, X. L. (2004). Concrete-filled double skin (CHS inner and SHS outer) steel tubular beam columns. *"Thin-Walled Structures"*.
- Han, L. H., Tao, Z., Huang, H. y Zhao, X. L. (2007). Performance of concrete filled thin walled Steel tubes under pure torsion. *"Thin walled structures"*.
- Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P. E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *"Cement and concrete research"*.
- Huang, H., Han, L. H., Tao, Z. y Zhao, X. L. (2010). Analytical behaviour of concrete filled double skin steel tubular stub columns. *"Journal of Constructional Steel Research"*.
- iagua Data (2018). Servicio de aguas. Datos generales. *"Servicio de aguas de Castellón de la plana"*.
- Introducción a las estructuras mixtas. *"Conceptos generales de estructuras mixtas"*.
- ITEC. Banco de precios BEDEC. 2018.

- Li, W., Han, L. H. y Chan, T. M. (2014). Numerical investigation on the performance of concrete filled double skin steel tubular members under tension. *"Thin Walled Structures"*.
- Liew, J. Y. R. y Xiong, D. X. (2010). Experimental investigation on tubular columns infilled with ultra-high strength concrete. *"Tubular Structures International Symposium"*. Hong Kong.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *"Journal of Structural Engineering-Asce"*.
- Tao, Z., Han, L. H. y Zhao, X. L. (2004). Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and SHS outer) steel tubular stub columns and beam columns. *"Journall of Constructional Steel Research"*.
- Tao, Z. y Han, L. H. (2006). Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns. *"Journal of Constitutional Steel Research"*.
- TIB. Information centre for science and technology university library
- Uenaka, K., Kitoh, H. y Sonoda, K. (2010). Concrete filled double skin circular stub columns under compression. *"Thin walled Structures"*.
- Wei, S., Mau, S., Vipulanandan, C. y Mantrala, S. (1995a). Performance of new sandwich tube under axial loading. *"Experiment. Journal of Structural Engineering"*.
- Wei, S., Mau, S., Vipulanandan, C. y Mantrala, S. (1995b). Performance of new sandwich tube under axial loading. *"Analysis. Journal of Structural Engineering"*.
- Sika. *"We are Sika"*. Tarifa junio 2018, productos profesionales. Península y Baleares.
- S.J. Hicks B., G.M. Newman. *"Design guide for SHS concrete filled columns"*. Structural and Conveyance Business.
- Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002a). Strength and ductility of concrete filled double skin (SHS inner and SHS outer) tubes. *"Thin-Walled Structures"*.
- Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002b). Plastic mechanism analysis of concrete filled double skin (SHS inner and SHS outer) stub columns. *"Thin-Walled Structures"*.

Anexo

EN ESTE ANEXO, SE RECOGEN TODOS LOS DATOS ADICIONALES AL ESTUDIO ECONÓMICO

En este anexo se adjuntan diferentes tablas que aportan información más detallada acerca de los cálculos realizados en el estudio económico.

A continuación, se adjuntan las tablas referentes a la obtención de los valores del rendimiento del coste por unidad de volumen, tanto para el acero como para el hormigón.

Acero:

El peso promedio de cada pilar es de 3 kg, por tanto, para obtener el rendimiento de cada elemento por unidad de masa se divide el rendimiento de cada uno por el peso del pilar.

Por ejemplo, el ferrallista tarda 2.1 minutos aproximadamente en preparar y cortar el pilar de 300mm, es decir, 0.035 horas. Dicho valor, se divide entre 3 para obtener el tiempo que consume por cada kilo de acero, 0.012 horas.

	Por pilar		Por Kg
	Minutos	Horas	Horas
Ferrallista	2,100	0,035	0,012
Tronzadora	1,500	0,025	0,008
	Litros		Litros
Secado rápido	0,050		0,017

A partir de dichos valores por unidad de masa, se obtiene el rendimiento por unidad de volumen haciendo uso de la densidad del acero, tal y como se observa en el apartado “8.2. Coste de los pilares” de este trabajo.

Hormigón:

Por cada metro cubo de hormigón se obtienen 15 amasadas para rellenar los tubos de acero, de modo que a partir del tiempo que se necesita por cada amasada se puede obtener el rendimiento de la hormigonera y de la mano de obra por metro cubo de hormigón.

	Por amasada	Por m ³
	-	-
NºAmasadas	1,000	15,000
	Horas	Horas
Central hormigonado	0,010	0,150
Encofrador	1,000	15,000

El rendimiento de cada metro cubo de hormigón es de 1.05, de modo que se tiene en cuenta un 5% de desperdicios de hormigón en el relleno, o material sobrante en la amasada.

A continuación, se adjuntan las tablas referentes al estudio económico. En dichas tablas, se plasma detalladamente el cálculo del coste de todos los pilares ensayados en este trabajo, tanto el coste del acero, del hormigón como del coste total.

Bloque 1 de pilares ensayados:

30 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
S/125.125.4_30_275_00_(121)	1936,000	13689,000	300,000	1158,499	11,49	3,19	14,68	78,928
S/125.125.3_30_275_00_(119)	1464,000	14161,000	300,000	823,999	8,69	3,30	11,99	68,743
S/100.100.4_30_275_00_(13)	1536,000	8464,000	300,000	885,831	9,12	1,97	11,09	79,897
R/200.120.3_30_275_00_(86)	1884,000	22116,000	300,000	1041,496	11,18	5,15	16,33	63,770
R/150.100.4_30_275_00_(38)	1936,000	13064,000	300,000	911,829	11,49	3,04	14,53	62,744
Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
ov/120.50.2_30_275_00_(126)	521,504	4190,885	300,000	384,333	3,10	0,98	4,07	94,405

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/168,3,2,8_30_275_00_(70)	1455,814	20790,503	300,000	1282,331	8,64	4,84	13,48	95,113
C/160.6_30_275_00_(129)	2902,832	17203,361	300,000	2154,000	17,23	4,01	21,23	101,439
C/159.3_30_275_00_(71)	1470,265	18385,386	300,000	1185,002	8,73	4,28	13,01	91,100
C/120,2,5_30_275_00_(83)	922,843	10386,891	300,000	878,663	5,48	2,42	7,90	111,279
C/108.2_30_275_00_(58)	666,018	8494,867	300,000	693,498	3,95	1,98	5,93	116,924
C/101.6,5_30_275_00_(132)	1517,389	6589,930	300,000	941,997	9,01	1,53	10,54	89,372
C/101.6,3_30_275_00_(128)	929,283	7178,037	300,000	703,164	5,52	1,67	7,19	97,840
C/101.6,2_30_275_00_(81)	625,805	7481,514	300,000	582,497	3,71	1,74	5,46	106,753
C/100,3_30_275_00_(131)	914,203	6939,778	300,000	723,831	5,43	1,62	7,04	102,789

90 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
S/125.125.4_90_275_00_(121)	1936,000	13689,000	300,000	1882,331	11,49	3,32	14,81	127,100
S/125.125.3_90_275_00_(119)	1464,000	14161,000	300,000	1440,169	8,69	3,43	12,12	118,796
R/200.120.3_90_275_00_(86)	1884,000	22116,000	300,000	2090,497	11,18	5,36	16,55	126,352
R/150.100.4_90_275_00_(38)	1936,000	13064,000	300,000	1187,668	11,49	3,17	14,66	81,024
Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
ov/120.50.2_90_275_00_(126)	521,504	4190,885	300,000	522,499	3,10	1,02	4,11	127,084

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp(kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/168,3,2,8_90_275_00_(70)	1455,814	20790,503	300,000	2375,165	8,64	5,04	13,68	173,593
C/160.6_90_275_00_(129)	2902,832	17203,361	300,000	2932,331	17,23	4,17	21,40	137,024
C/159.3_90_275_00_(71)	1470,265	18385,386	300,000	2020,997	8,73	4,46	13,18	153,282
C/120,2,5_90_275_00_(83)	922,843	10386,891	300,000	1415,665	5,48	2,52	8,00	177,045
C/101.6,5_90_275_00_(132)	1517,389	6589,930	300,000	1310,496	9,01	1,60	10,60	123,589
C/101.6,3_90_275_00_(128)	929,283	7178,037	300,000	1074,835	5,52	1,74	7,26	148,130
C/101.6,2_90_275_00_(81)	625,805	7481,514	300,000	935,663	3,71	1,81	5,53	169,242
C/100,3_90_275_00_(131)	914,203	6939,778	300,000	1140,998	5,43	1,68	7,11	160,506

Bloque 2 de pilares ensayados:

30 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/108.2_30_355_00	666,018	8494,867	300,000	693,331	4,17	1,98	6,15	112,745
C/108.2_30_355_05	666,018	8494,867	300,000	687,331	4,17	1,98	6,15	111,770
C/108.2_30_355_10	666,018	8494,867	300,000	669,332	4,17	1,98	6,15	108,843
C/108.2_30_355_20	666,018	8494,867	300,000	724,831	4,17	1,98	6,15	117,867
C/108.2_30_355_25	666,018	8494,867	300,000	663,164	4,17	1,98	6,15	107,840
C/108.2_30_355_50	666,018	8494,867	300,000	685,002	4,17	1,98	6,15	111,391

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/120,2,5_30_275_00	922,843	10386,891	300,000	878,165	5,48	2,42	7,90	111,216
C/120,2,5_30_275_05	922,843	10386,891	300,000	851,829	5,48	2,42	7,90	107,881
C/120,2,5_30_275_10	922,843	10386,891	300,000	900,667	5,48	2,42	7,90	114,066
C/120,2,5_30_275_20	922,843	10386,891	300,000	910,500	5,48	2,42	7,90	115,311
C/120,2,5_30_275_25	922,843	10386,891	300,000	888,331	5,48	2,42	7,90	112,503
C/120,2,5_30_275_50	922,843	10386,891	300,000	904,665	5,48	2,42	7,90	114,572

90 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/108.2_90_355_00	666,018	8494,867	300,000	1203,164	4,17	2,06	6,23	193,082
C/108.2_90_355_05	666,018	8494,867	300,000	998,163	4,17	2,06	6,23	160,184
C/108.2_90_355_10	666,018	8494,867	300,000	987,664	4,17	2,06	6,23	158,499
C/108.2_90_355_20	666,018	8494,867	300,000	1071,166	4,17	2,06	6,23	171,900
C/108.2_90_355_25	666,018	8494,867	300,000	1065,665	4,17	2,06	6,23	171,017
C/108.2_90_355_50	666,018	8494,867	300,000	985,996	4,17	2,06	6,23	158,232

Nombre	Aa (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/120.2,5_90_275_00	922,843	10386,891	300,000	1416,166	5,48	2,52	8,00	177,108
C/120.2,5_90_275_05	922,843	10386,891	300,000	1466,833	5,48	2,52	8,00	183,445
C/120.2,5_90_275_10	922,843	10386,891	300,000	1364,999	5,48	2,52	8,00	170,709
C/120.2,5_90_275_20	922,843	10386,891	300,000	1369,497	5,48	2,52	8,00	171,272
C/120.2,5_90_275_25	922,843	10386,891	300,000	1298,664	5,48	2,52	8,00	162,413
C/120.2,5_90_275_50	922,843	10386,891	300,000	1270,500	5,48	2,52	8,00	158,891

Bloque 3 de pilares ensayados:

30 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_0	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1965,700	12,09	4,17	6,17	22,43	87,631
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_05	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1852,500	12,09	4,17	6,17	22,43	82,584
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_10	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1790,200	12,09	4,17	6,17	22,43	79,807
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_20	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1733,000	12,09	4,17	6,17	22,43	77,257
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_25	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1919,800	12,09	4,17	6,17	22,43	85,585
C/219.1.3_C/108.2_30_275_355_50	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1735,700	12,09	4,17	6,17	22,43	77,377

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_0	2036,695	625,805	27558,875	300,000	1994,700	12,09	3,71	6,42	22,22	89,771
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_05	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2085,200	12,09	3,71	6,42	22,22	93,844
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_10	2036,695	625,805	27558,875	300,000	1987,200	12,09	3,71	6,42	22,22	89,433
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_20	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2012,000	12,09	3,71	6,42	22,22	90,549
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_25	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2015,800	12,09	3,71	6,42	22,22	90,720
C/219.1.3_C/101.6.2_30_275_275_50	2036,695	625,805	27558,875	300,000	1623,300	12,09	3,71	6,42	22,22	73,056

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_0	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1834,700	12,09	4,18	6,44	22,71	80,792
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_05	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1679,000	12,09	4,18	6,44	22,71	73,935
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_10	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1729,000	12,09	4,18	6,44	22,71	76,137
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_20	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1300,800	12,09	4,18	6,44	22,71	57,281
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_25	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1183,000	12,09	4,18	6,44	22,71	52,094
C/219.1.3_R/100.80.2_30_275_275_50	2036,695	704,000	27666,195	300,000	845,000	12,09	4,18	6,44	22,71	37,210

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_R/80.100.2_30_275_275_05	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1778,500	12,09	4,18	6,44	22,71	78,317
C/219.1.3_R/80.100.2_30_275_275_10	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1703,200	12,09	4,18	6,44	22,71	75,001
C/219.1.3_R/80.100.2_30_275_275_20	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1662,500	12,09	4,18	6,44	22,71	73,209
C/219.1.3_R/80.100.2_30_275_275_25	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1482,500	12,09	4,18	6,44	22,71	65,282
C/219.1.3_R/80.100.2_30_275_275_50	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1405,500	12,09	4,18	6,44	22,71	61,892

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_0	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1381,200	12,25	4,17	4,52	20,94	65,963
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_05	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1605,000	12,25	4,17	4,52	20,94	76,652
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_10	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1492,500	12,25	4,17	4,52	20,94	71,279
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_20	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1239,500	12,25	4,17	4,52	20,94	59,196
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_25	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1285,500	12,25	4,17	4,52	20,94	61,393
S/175.175.3_C/108.2_30_275_355_50	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1053,300	12,25	4,17	4,52	20,94	50,304

90 MPa

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_0	2036,695	666,018	26505,311	300,000	2875,700	12,09	4,17	6,43	22,69	126,756
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_05	2036,695	666,018	26505,311	300,000	2792,300	12,09	4,17	6,43	22,69	123,080
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_10	2036,695	666,018	26505,311	300,000	2610,500	12,09	4,17	6,43	22,69	115,067
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_20	2036,695	666,018	26505,311	300,000	2185,300	12,09	4,17	6,43	22,69	96,324
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_25	2036,695	666,018	26505,311	300,000	2185,000	12,09	4,17	6,43	22,69	96,311
C/219.1.3_C/108.2_90_275_355_50	2036,695	666,018	26505,311	300,000	1747,300	12,09	4,17	6,43	22,69	77,018

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_0	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2987,500	12,09	3,71	6,68	22,49	132,864
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_05	2036,695	625,805	27558,875	300,000	3150,500	12,09	3,71	6,68	22,49	140,113
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_10	2036,695	625,805	27558,875	300,000	3103,167	12,09	3,71	6,68	22,49	138,008
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_20	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2503,800	12,09	3,71	6,68	22,49	111,352
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_25	2036,695	625,805	27558,875	300,000	2626,500	12,09	3,71	6,68	22,49	116,809
C/219.1.3_C/101.6.2_90_275_275_50	2036,695	625,805	27558,875	300,000	1429,800	12,09	3,71	6,68	22,49	63,588

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_0	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2326,000	12,09	4,18	6,71	22,98	101,238
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_05	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2696,000	12,09	4,18	6,71	22,98	117,343
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_10	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2511,800	12,09	4,18	6,71	22,98	109,325
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_20	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2373,800	12,09	4,18	6,71	22,98	103,319
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_25	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1940,500	12,09	4,18	6,71	22,98	84,460
C/219.1.3_R/100.80.2_90_275_275_50	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1705,000	12,09	4,18	6,71	22,98	74,210

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
C/219.1.3_R/80.100.2_90_275_275_05	2036,695	704,000	27666,195	300,000	3018,800	12,09	4,18	6,71	22,98	131,392
C/219.1.3_R/80.100.2_90_275_275_10	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2575,200	12,09	4,18	6,71	22,98	112,085
C/219.1.3_R/80.100.2_90_275_275_20	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2102,300	12,09	4,18	6,71	22,98	91,502
C/219.1.3_R/80.100.2_90_275_275_25	2036,695	704,000	27666,195	300,000	2185,500	12,09	4,18	6,71	22,98	95,123
C/219.1.3_R/80.100.2_90_275_275_50	2036,695	704,000	27666,195	300,000	1786,700	12,09	4,18	6,71	22,98	77,766

Nombre	Aa (mm2)	Ai (mm2)	Ack(mm2)	L(mm)	Nexp (kN)	Aa coste (€)	Ai coste (€)	Ack coste (€)	Coste total (€)	Nexp/coste (kN/€)
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_0	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1921,200	12,25	4,17	4,71	21,13	90,941
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_05	2064,000	666,018	19400,116	300,000	2042,500	12,25	4,17	4,71	21,13	96,683
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_10	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1730,700	12,25	4,17	4,71	21,13	81,924
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_20	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1510,500	12,25	4,17	4,71	21,13	71,501
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_25	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1387,700	12,25	4,17	4,71	21,13	65,688
S/175.175.3_C/108.2_90_275_355_50	2064,000	666,018	19400,116	300,000	1113,000	12,25	4,17	4,71	21,13	52,685

Pliego de condiciones

PLIEGO DE CONDICIONES GENERALES

En el proyecto realizado, se han ensayado un total de 110 pilares mixtos de acero-hormigón, tanto de tipo CFDSST como de tipo CFST.

En cuanto al acero, se han utilizado diferentes geometrías seccionales para poder comparar y obtener qué geometría es la óptima. Se han utilizado aceros con límite elástico de 275 MPa y de 355 MPa.

En cuanto al hormigón empleado, se han empleado hormigones con diferentes grados de resistencia, tanto de 30 MPa como de 90 MPa.

El objetivo del proyecto se basa en obtener la geometría y el pilar óptimos de todos los ensayados, partiendo de la base de que se utiliza para la fabricación de cada pilar la misma cantidad de acero. Con ello, se obtendrá que geometría es la óptima tanto de hormigones de 30 MPa como de hormigones de 90 MPa.

Por otro lado, también se realizará un estudio en el que se compararán los resultados con la norma vigente, el Eurocódigo 4, y se obtendrá si es posible parametrizar dichos pilares con dicha norma o no.

El proyecto consta dos fases. La primera fase trata de preparar y ensayar los pilares tanto de CFST como de CFDSST y posteriormente recompilar todos los datos necesarios. En la segunda parte, a partir de estos datos recogidos, se comparan los diferentes pilares para obtener el pilar con geometrías óptima. Además, también se realiza un estudio para determinar si es posible parametrizar los pilares rellenos con hormigón de 90 MPa a partir de la normativa Eurocódigo 4, pues esta está limitada hasta hormigones de 60 MPa.

Con todo ello, se realizará también un estudio económico para determinar el pilar óptimo en cuanto a calidad-precio.

PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Especificaciones de materiales y maquinaria empleada.

Materiales:

Los materiales empleados en el proyecto se describen a continuación:

- Tubos de acero. Para realizar pilares mixtos de acero rellenos de hormigón, tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST. Los perfiles han sido comprados a Arcelor Mittal.
- Hormigón. Para rellenar los pilares de acero. El hormigón ha sido fabricado con los siguientes materiales:

- Árido fino:

De naturaleza silíceas. Siempre por debajo de los porcentajes marcados en cuanto a sustancias perjudiciales se refiere, según la UNE:

 - ❖ Terrenos de arcilla (UNE-7133):1.00%
 - ❖ Finos pasados por tamiz 0.080 (UNE-7850, UNE-7135):5.00%
 - ❖ Material retenido por el tamiz 0.063 (UNE-7850): 0.50%
 - Árido grueso o grava:
 - ❖ Árido grueso exento de toda sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con el cemento.
 - ❖ Exento de materia orgánica.
 - Cemento:
 - ❖ Cemento Portland gris.
 - Agua:
 - ❖ Agua de la red general de agua potable.
 - ❖ Utilizada para el amasado del hormigón.
 - ❖ Podrá ser utilizada sin ensayos previos.
 - Humo de sílice:
 - ❖ Humo de sílice Sika Fume.
 - Fluidificante
 - ❖ Fluidificante Sika ViscoCrete3425
- Material de obra en el taller:
- Palas de obra.
 - Plásticos para recubrir el hormigón recién fabricado.
 - Moldes cúbicos de 15x30 cm para probetas de hormigón.
 - Desencofrante para facilitar el desmolde del hormigón.
- Material de seguridad:
- Botas de seguridad.
 - ❖ Garantizan una protección frente a impacto o aplastamiento de carga equivalente a 15 kN.

- Protector auditivo de seguridad tipo orejera.
- Guantes de protección.
 - ❖ Guantes de protección UNE EN 388:2004.
 - ❖ Protección frente a abrasión y protección mecánica.
 - ❖ Nivel de prestación 2. 500 ciclos.

Maquinaria utilizada:

- Hormigonera.
- Pórtico vertical.
 - Pórtico de la marca Iberest.
 - Pistón con capacidad de aplicar una fuerza de 3000 kN.
 - Utilizado para el ensayo de las probetas de hormigón.
- Pórtico horizontal.
 - Pórtico de la marca Iberest.
 - Pistón con capacidad de aplicar una fuerza de 5000 kN.
 - Utilizado para el ensayo de los pilares mixtos tanto de tipo CFST como de tipo CFDSST.
- Sistema informático de toma de datos.
 - Marca Iberest.
 - Sistema informático acoplado ambos pórticos para la toma de datos.
 - Utilizado para el ensayo de las probetas de hormigón.
- Tronzadora
 - Con capacidad para tallar acero.
- Báscula
 - Para pesar la dosificación empleada para la fabricación del hormigón.
 - Báscula con capacidad para medir unidades de micras.

Especificaciones de ensayo.

- Tras la amasada se deja endurecer el hormigón durante 28 días.
- El ensayo se ejecuta guardando la mínima distancia permitida entre el pórtico y la zona de seguridad.

- El pistón del pórtico horizontal debe de estar en posición desarmada siempre que se vaya a introducir o retirar cualquier pilar a ensayar.
- Se deberá utilizar todos los materiales de seguridad y EPI's descritos en las especificaciones de materiales.
 - Los materiales de seguridad o EPI's se deberán guardar en la zona facilitada al finalizar las labores de taller.
 - Se deberá utilizar los cascos de protección auditiva tipo orejeras siempre que la hormigonera, el pórtico vertical, el pórtico horizontal, o la tronadora permanezcan en funcionamiento.
- Toda ejecución, fabricación, ensayo se realizará teniendo en cuenta las exigencias mínimas relativas a la elección y utilización de los EPI's marcadas en el Real Decreto 773/1997, 30 de mayo (transposición de la Directiva 89/656/CEE, de 30 de noviembre).

PLIEGO DE ESPECIFICACIONES DE GESTIÓN DE RESIDUOS

Estos residuos estarán formados por todo el conjunto de pilares mixtos ensayados, probetas de hormigón ensayadas y materia prima residual.

Los residuos que se generen en dicho proyecto serán depositados en contenedores facilitados por la universidad Jaume I para tal fin.

La gestión de estos contenedores será llevada a cabo por la propia universidad.