

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA

**Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de
Ingeniería Civil**



*Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado
reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de
compresión simple.*

Tesis Doctoral presentada por :

D. Ester Giménez Carbó

Dirigida por:

Pr.Dr.D. Pedro A. Calderón García

Valencia (España), 2007

ÍNDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Estructura de la tesis	3
CAPITULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	5
2.1 Introducción	5
2.2 Tipos de refuerzos en pilares de hormigón armado	7
2.2.1 Refuerzos con recrecidos de hormigón	8
2.2.2 Refuerzos con láminas de materiales compuestos	10
2.2.3 Refuerzos con chapas de acero adheridas	13
2.2.4 Refuerzos localizados	14
2.3 Pilares reforzados mediante angulares y presillas metálicas. Mecanismos que intervienen en su comportamiento	16
2.3.1 Introducción	16
2.3.2 Comportamiento del hormigón a compresión uniaxial y multiaxial	17
2.3.3 Comportamiento del acero	23
2.3.4 Interacción entre el soporte original y el acero del refuerzo	24
2.4 Diseño y construcción de refuerzos con angulares metálicos	34
2.5 Conclusiones	37
CAPITULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	39
3.1 Descripción metodológica	40
3.2 Características del elemento a ensayar	43
3.2.1 Características del hormigón	43
3.2.2 Características de la armadura	44
3.2.3 Características geométricas del soporte a reforzar	45
3.2.4 Nivel de carga soportado en el momento del refuerzo	45
3.2.5 Características del acero del refuerzo	46
3.3 Justificación de las variables a utilizar	48
3.3.1 Estado de carga del soporte de HA en el momento del refuerzo	48
3.3.2 Tipo de capitel	49
3.3.3 Número y disposición de presillas	52
3.3.4 Tipo de adhesivo entre el hormigón y el acero del refuerzo	54
3.4 Ensayos	55
3.4.1 Tipos de probeta	57
3.4.2 Descripción del pórtico de ensayos	58
3.4.3 Instrumentación	60
3.4.4 Resumen de ensayos	70

CAPITULO 4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES	71
4.1 Carga-Acortamiento	72
4.1.1 <i>Resultado de los ensayos. Curvas carga-acortamiento</i>	73
4.2 Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón	80
4.2.1 <i>Elementos reforzados con 5 presillas por cada cara del soporte</i>	81
4.2.2 <i>Elementos reforzados con 7 presillas por cada cara del soporte</i>	111
4.3 Deformaciones en presillas	133
4.3.1 <i>Probetas con cinco presillas por cada cara del soporte</i>	134
4.3.2 <i>Probetas con siete presillas por cada cara del soporte</i>	137
4.4 Axil-Deslizamiento	140
4.4.1 <i>Pilares reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte</i>	141
4.4.2 <i>Pilares reforzados con siete presillas por cada cara del soporte</i>	145
4.5 Primeras Conclusiones.....	148
4.6 Máxima resistencia a compresión. Eficacia, Incremento de axil y Eficiencia del sistema de refuerzo	150
4.6.1 <i>Probetas con cinco presillas por cada cara del soporte</i>	153
4.6.2 <i>Probetas con siete presillas por cada cara del soporte</i>	154
 CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	 157
5.1 Introducción	157
5.2 Descripción del modo de comportamiento del pilar reforzado	158
5.2.1 <i>Mecanismos resistentes del soporte reforzado</i>	159
5.2.2 <i>Mecanismos de transferencia de cargas del soporte reforzado</i>	171
5.3 Modos de rotura asociados a las distintas formas de funcionamiento del refuerzo	176
5.3.1 <i>Rotura del soporte reforzado por los extremos del tramo de pilar</i>	176
5.3.2 <i>Rotura del soporte reforzado por el centro del tramo de pilar</i>	179
 CAPITULO 6. DISCUSIONES FINALES Y PROPUESTA DE UN MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DE REFUERZOS.	 180
6.1 Introducción	180
6.2 Método simplificado de cálculo de refuerzos	180
6.2.1 <i>Comportamiento como estructura mixta. Método de cálculo propuesto ..</i>	181
6.2.2 <i>Rotura próxima a los extremos en el caso de soportes reforzados sin capitel</i>	182
6.2.3 <i>Rotura próxima a los extremos en el caso de soportes reforzados con capitel</i>	188
6.3 Comparación de resultados teóricos y experimentales	190
6.3.1 <i>Soportes reforzados sin capitel</i>	190
6.3.2 <i>Soportes reforzados con capitel</i>	198

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	208
7.1 Conclusiones	208
7.2 Futuras líneas de investigación	211
CAPITULO 8. BIBLIOGRAFÍA	213

ANEJOS

ANEJO 1	Características del hormigón de los pilares ensayados
ANEJO 2	Cálculo del soporte y su refuerzo
ANEJO 3	Datos directos de los ensayos
ANEJO 4	Cálculo del axil último teórico
ANEJO 5	Límite de carga en soportes reforzados con cinco presillas y capitel

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Importancia relativa de las diferentes partes de una estructura en sus patologías (GEHO 1992).....	2
Figura 2.	Número de artículos publicados en función del tipo estructural y método de refuerzo.....	5
Figura 3.	Recrecido de un pilar situado en zona sísmica (Regalado 1999).....	8
Figura 4.	Refuerzo con láminas de fibra de carbono (www.sika.com).....	10
Figura 5.	Refuerzo con angulares y presillas metálicas	14
Figura 6.	Esquema y fotografía de un refuerzo localizado con acero (Ramírez y Bárcena, 1993).....	15
Figura 7.	Esquema de refuerzos localizados con acero (Ramírez y Bárcena, 1993).....	16
Figura 8.	Mecanismos de transferencia de cargas entre el hormigón y el acero (Río y Ortiz, 1991)	17
Figura 9.	Curva tensión-deformación idealizada para el comportamiento del hormigón en compresión según Código Modelo	17
Figura 10.	Tensión-Deformación del hormigón bajo compresión Uniaxial y parámetros de deformación (Adaptación de Carpintero and Ingraffea 1984)	18
Figura 11.	Evolución de las fisuras en el hormigón	19
Figura 12.	Idealización del estado de tensiones alrededor de una partícula de árido (Vile 1968)	19
Figura 13.	Tensión deformación para un cilindro en compresión triaxial (Johansson 2002)	20
Figura 14.	Esquema de curva tensión-deformación para el hormigón confinado y no confinado (Johansson 2002)	22
Figura 15.	Diagrama tensión-deformación de un acero	23
Figura 16.	Pilar reforzado con angulares metálicos empresillados. En la sección A-A se comprueba el confinamiento del soporte original a la vez del incremento de sección (Regalado 1999)	24
Figura 17.	Mecanismos de transferencia de cortante, entre acero-mortero-hormigón (Johansson 2002)	27
Figura 18.	Efecto del confinamiento pasivo en un soporte de sección circular (Teng J.G. et al. 2001)	29
Figura 19.	Efecto del confinamiento pasivo introducido por el refuerzo (Mander et al., 1988; Cusson and Paultre, 1995; Johansson 2002)	29
Figura 20.	Equilibrio de fuerzas en el pilar empresillado	33
Figura 21.	Área dónde se pueden aplicar cargas para que la formulación de Cirtek sea válida (Cirtek L., 2001)	36
Figura 22.	Pilares testigo antes y después de la rotura	41
Figura 23.	Pilares reforzados con cinco y siete presillas (cotas en mm.)	42
Figura 24.	Fabricación del hormigón de la primera fase de ensayos	43
Figura 25.	Dimensiones y características del pilar de hormigón armado.....	45
Figura 26.	Sección del perfil L80	46
Figura 27.	Jaula formada por el acero del refuerzo en el ensayo para determinar su módulo de elasticidad	47
Figura 28.	Curva Tensión-Deformación del acero que conforma el refuerzo	48

Figura 29.	Esquema de final del tramo de pilar sin y con capitel	49
Figura 30.	Extremo final del soporte sin y con capitel	50
Figura 31.	Detalle del capitel y su situación en la primera y segunda fase de ensayos ..	51
Figura 32.	Detalle de espécimen sin capitel y con capitel	51
Figura 33.	Distintos modos de colocar las presillas: sobre en angular o a tope	52
Figura 34.	Sección de pilares con 5 y 7 presillas	54
Figura 35.	Secuencia de colocación de los angulares metálicos	55
Figura 36.	Primera fase de Ensayos.	56
Figura 37.	Segunda fase de Ensayos	56
Figura 38.	Fotografías del pórtico de ensayos	58
Figura 39.	Esquema del pórtico de ensayos	59
Figura 40.	Sistema de mantenimiento de carga	60
Figura 41.	Vista de la probeta dispuesta para ser ensayada	60
Figura 42.	Instrumentación utilizada durante los ensayos	61
Figura 43.	Numeración de secciones y presillas en soportes de 5 presillas	62
Figura 44.	Numeración de secciones y presillas en soportes de 5 presillas	66
Figura 45.	Numeración de secciones y presillas en soportes de 7 presillas	66
Figura 46.	Esquema de situación de los LVDT's utilizados para medir el acortamiento del hormigón	72
Figura 47.	Colocación de los captadores en cada una de las secciones del soporte	72
Figura 48.	Situación de los LVDT's en la zona central de las pértigas	73
Figura 49.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental	74
Figura 50.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental	74
Figura 51.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental	75
Figura 52.	Gráficos carga-acortamiento en todos los soportes reforzados en la primera fase de ensayos	75
Figura 53.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental	76
Figura 54.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental. Comparación de los soportes reforzados con cinco presillas ensayados sin capitel	76
Figura 55.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas en la segunda fase experimental	77
Figura 56.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con siete presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental	77
Figura 57.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con siete presillas y con capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental	78
Figura 58.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados sin capitel en la segunda fase experimental	78
Figura 59.	Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con capitel en la segunda fase experimental	79
Figura 60.	Gráficos carga-acortamiento en soportes reforzados con siete presillas en la segunda fase experimental	80

Figura 61.	Sección del soporte reforzado. Cotas en mm.	80
Figura 62.	Secciones en que dividen al soporte las cinco presillas.....	81
Figura 63.	Rotura del espécimen ADx por la sección 1	83
Figura 64.	Rotura del espécimen ADy por una de las cabezas	83
Figura 65.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AD primera fase experimental	84
Figura 66.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADx	85
Figura 67.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADy	86
Figura 68.	Rotura del espécimen ADx por la sección 1 y 4	87
Figura 69.	Rotura del espécimen ADy por la sección 1 y 4	87
Figura 70.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AD segunda fase experimental	88
Figura 71.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADx	89
Figura 72.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADy	90
Figura 73.	Rotura del espécimen ACx en las secciones 4 y 1. Detalle del acero del angular estriado debido a las altas tensiones soportadas	91
Figura 74.	Rotura del espécimen ACy en la sección 1	91
Figura 75.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AC	92
Figura 76.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ACx	93
Figura 77.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ACy	94
Figura 78.	Especimen BDx antes del ensayo y rotura por la sección 1	95
Figura 79.	Rotura del espécimen BDy por la sección 1	95
Figura 80.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes BD	96
Figura 81.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BDx	97
Figura 82.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BDy	98
Figura 83.	Rotura del espécimen BCx por la sección 4	99
Figura 84.	Rotura del espécimen BCy por la sección 4	99
Figura 85.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes BC	100
Figura 86.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BCx	101
Figura 87.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BCy	102
Figura 88.	Rotura del espécimen MEADx por la sección 1 y 4	103
Figura 89.	Rotura del espécimen MEADy por la sección 1 y 4	103
Figura 90.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes MEAD	104
Figura 91.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEADx	105
Figura 92.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEADy	106
Figura 93	Rotura de las cabezas del soporte MEBDx, antes de llegar al axil último del tramo de pilar reforzado	107
Figura 94	Rotura del soporte MEBDy por la sección 1	107
Figura 95	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes MEBD	108

Figura 96.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEBDx	109
Figura 97.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEBDy	110
Figura 98.	Secciones en que dividen al soporte las siete presillas	111
Figura 99.	Rotura del espécimen PADx por la sección 6	113
Figura 100.	Rotura del espécimen PADy por las secciones 1 y 6 simultáneamente	113
Figura 101a.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAD	114
Figura 101b.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAD	115
Figura 102.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PADx	116
Figura 103.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PADy	117
Figura 104.	Rotura del soporte PACx por la secciones 1-2 y 5-6 simultáneamente	118
Figura 105.	Rotura del soporte PACy por las secciones 5-6	118
Figura 106a.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAC	119
Figura 106b.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAC	120
Figura 107.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PACx	121
Figura 108.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PACy	122
Figura 109.	Rotura de las cabezas del soporte PBDx	123
Figura 110.	Rotura del soporte PBDy por las secciones 3 y 4	123
Figura 111a.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBD	124
Figura 111b.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBD	125
Figura 112.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBDx	126
Figura 113.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBDy	127
Figura 114.	Rotura del soporte PBCx por las cabezas	128
Figura 115.	Rotura del soporte PBCy por la sección 3	128
Figura 116a.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBC	129
Figura 116b.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBC	130
Figura 117.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBCx	131
Figura 118.	Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBCy	132
Figura 119.	Numeración de las presillas en los soportes con cinco	133
Figura 120.	Numeración de las presillas en los soportes con siete	133

Figura 121.	Alargamiento en presillas de soportes ADx de la primera fase de ensayos .	134
Figura 122.	Alargamiento en presillas de soportes AD de la segunda fase de ensayos. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	135
Figura 123.	Alargamiento en presillas de soportes AC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	135
Figura 124.	Alargamiento en presillas de soportes BDy	136
Figura 125.	Alargamiento en presillas de soportes BC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	136
Figura 126.	Alargamiento en presillas de soportes MEAD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	137
Figura 127.	Alargamiento en presillas de soportes MEBD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	137
Figura 128.	Alargamiento en presillas de soportes PAD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	138
Figura 129.	Alargamiento en presillas de soportes PAC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	139
Figura 130.	Alargamiento en presillas de soportes PBD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	139
Figura 131.	Alargamiento en presillas de soportes PBC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y	140
Figura 132.	Esquema y fotografía de la situación de los LVDT	140
Figura 133.	Secciones del soporte de cinco y siete presillas	141
Figura 134.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AD de la primera fase	141
Figura 135.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AD de la segunda fase	142
Figura 136.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AC	142
Figura 137.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes BD	143
Figura 138.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes BC	143
Figura 139.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes MEAD	144
Figura 140.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes MEBD	144
Figura 141.	Secciones del soporte	145
Figura 142.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PAD ...	146
Figura 143.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PAC ...	146
Figura 144.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PBD ...	147
Figura 145.	Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PBC ...	147
Figura 146.	Geometría de las probetas A y B	157
Figura 147.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen ADx	160
Figura 148.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen ACy	160
Figura 149.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen BDx	160
Figura 150.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen BCx	160
Figura 151.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PADx	161
Figura 152.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PACx	161

Figura 153.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PBDx	161
Figura 154.	Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PBCy	162
Figura 155.	Estado de plastificación del hormigón en el momento de la rotura	162
Figura 156.	Alargamiento en presillas en los soportes reforzados utilizando 5 presillas por cada cara del soporte. Resultados experimentales	163
Figura 157.	Deformada y estado de plastificación del acero del refuerzo en soportes con cinco presillas según la tensión de Von Mises (MPa). Resultados obtenidos a partir del modelo numérico de Adam et al. (2005)	164
Figura 158.	Alargamiento en presillas en los soportes reforzados utilizando 7 presillas por cada cara del soporte. Resultados experimentales	164
Figura 159.	Deformada y estado de plastificación del acero del refuerzo en soportes con siete presillas sin capitel y con capitel según la tensión de Von Mises (MPa), para axiles totales de 2500 kN. Resultados obtenidos a partir del modelo numérico de Adam et al. (2005)	165
Figura 160.	Secciones en soportes reforzados con 5 presillas	166
Figura 161.	Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel al 90% de su axil máximo	167
Figura 162.	Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con cinco presillas y con capitel al 90% de su axil máximo	167
Figura 163.	Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 5 presillas y sin capitel	168
Figura 164.	Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 5 presillas y con capitel	168
Figura 165.	Secciones en soportes reforzados con 7 presillas	169
Figura 166.	Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con siete presillas y sin capitel al 90% de su axil máximo	169
Figura 167.	Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con siete presillas y con capitel al 90% de su axil máximo	169
Figura 168.	Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 7 presillas y sin capitel	170
Figura 169.	Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 7 presillas y con capitel	170
Figura 170.	Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de cinco presillas sin capitel ...	171
Figura 171.	Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de siete presillas sin capitel	171
Figura 172.	Deslizamiento Hormigón-acero en las presillas cercanas a la cabeza en soportes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del soporte y sin capitel	172
Figura 173.	Transferencia de cargas a través del rozamiento Hormigón-Acero en pilares reforzados con 5 y 7 presillas por cada lado del soporte	172
Figura 174.	Reparto de cargas del espécimen ADy de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto	173
Figura 175.	Reparto de cargas del espécimen PADy de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto	173
Figura 176.	Reparto de cargas del espécimen BCy de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto	174

Figura 177.	Reparto de cargas del espécimen PBDx de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto	174
Figura 178.	Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de cinco presillas con capitel ..	175
Figura 179.	Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de cinco presillas con capitel ..	175
Figura 180.	Deslizamiento Hormigón-acero en las presillas cercanas a la cabeza en soportes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del soporte y con capitel	175
Figura 181.	Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial del pilar de hormigón reforzado	183
Figura 182.	Transmisión de cargas a lo largo de la presilla	185
Figura 183.	Relación entre q_h , σ_c y M_p	186
Figura 184.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$	193
Figura 185.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,3$	193
Figura 186.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,2$	193
Figura 187.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} en función del factor de forma	194
Figura 188.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$	195
Figura 189.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$	195
Figura 190.	Relación entre N_{exp} y N_{teo} en función del factor de forma	196
Figura 191.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación del angular	199
Figura 192.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación de la presilla	200
Figura 193.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación del angular	200
Figura 194.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación de la presilla	201
Figura 195.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte MBD suponiendo la plastificación del angular	201
Figura 196.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte MBD suponiendo la plastificación de la presilla	202
Figura 197.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBD suponiendo la plastificación del angular	202
Figura 198.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBD suponiendo la plastificación de la presilla	203
Figura 199.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBC suponiendo la plastificación del angular	203
Figura 200.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBC suponiendo la plastificación de la presilla	204
Figura 201.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación del angular por el efecto local de abolladura del ala del capitel	205
Figura 202.	Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación del angular por el efecto local de abolladura del ala del capitel	206

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado (GEHO 1994)	6
Tabla 2.	Ensayos sobre pilares reforzados con recrecidos de hormigón	9
Tabla 3.	Ensayos sobre pilares reforzados con láminas de materiales compuestos ...	11
Tabla 4.	Ensayos sobre pilares reforzados con chapas metálicas	13
Tabla 5.	Diferentes propuesta del valor de resistencia a compresión del hormigón confinado	21
Tabla 6.	Dosificaciones del hormigón utilizado en los ensayos	44
Tabla 7.	Características geométricas del perfil laminado L80.8	46
Tabla 8.	Probetas de la primera fase de ensayos	57
Tabla 9.	Probetas de la segunda fase de ensayos	58
Tabla 10.	Pilares testigo de la primera fase de ensayos	62
Tabla 11.	Instrumentación de las probetas AD y BD de la primera fase de ensayos ...	63
Tabla 12.	Instrumentación de las probetas AC de la primera fase de ensayos	64
Tabla 13.	Instrumentación de las probetas BC de la primera fase de ensayos.....	65
Tabla 14.	Probetas Testigo de la segunda fase de ensayos	66
Tabla 15.	Instrumentación de las probetas AD de la segunda fase de ensayos	67
Tabla 16.	Instrumentación de las probetas MEAD y MEBD de la segunda fase de ensayos	68
Tabla 17.	Instrumentación de las probetas PAD, PAC, PBD y PBC de la segunda fase de ensayos	69
Tabla 18.	Tabla resumen de todos los especímenes ensayados	70
Tabla 19.	Características de los especímenes con cinco presillas por cada lado del soporte	82
Tabla 20.	Características de los especímenes con siete presillas por cada lado del soporte	112
Tabla 21.	Datos teóricos y experimentales de los soportes de cinco presillas	153
Tabla 22.	Datos teóricos y experimentales de los soportes de siete presillas	154
Tabla 23.	Comparación de distintas formulaciones para obtener el incremento de axil proporcionado por el refuerzo, y los resultados experimentales	155
Tabla 24.	Especímenes de 5 presillas sin capitel	177
Tabla 25.	Soportes de 5 presillas con capitel	178
Tabla 26.	Especímenes de 7 presillas sin capitel	178
Tabla 27.	Soportes de 7 presillas con capitel	179
Tabla 28.	Probetas ensayadas sin capitel	190
Tabla 29.	Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados sin capitel	197
Tabla 30.	Probetas ensayadas con capitel	198
Tabla 31.	Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados con capitel	204
Tabla 32.	Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados con cinco presillas y con capitel, teniendo en cuenta el efecto local de abolladura	206

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y SÍMBOLOS

A_{ang}, A_{s2}	área del angular metálico	l_o	longitud efectiva del pilar de hormigón
A_e, A_c	área total confinada del pilar de hormigón	N_{teo}	axil último del soporte reforzado calculado según método simplificado
A_g, A_a	área bruta del pilar de hormigón	N_{u}, N_{st}, N_{ct}	máximo axil teórico del soporte reforzado
A_{s1}	área de las armaduras del hormigón	N_{ut}	máximo axil teórico soportado por los cuatro angulares
A_{str}	área de las presillas	N_{co}	máximo axil teórico del soporte de hormigón armado
d	diámetro del hormigón confinado en pilares cilíndricos	N_{conf}	máximo axil teórico debido al confinamiento del pilar
a, h, b	dimensiones de los lados de soportes prismáticos	N_{exp}	axil de agotamiento del soporte reforzado medido en laboratorio
E	Eficacia del refuerzo	ΔN	incremento de axil debido al refuerzo
E_a	módulo de elasticidad del acero estructural	s_{frp}	distancia vertical entre láminas de material compuesto
E_{ar}	módulo de los áridos del hormigón	s_t	Separación entre presillas
E_c	módulo de elasticidad del hormigón	t_{frp}	espesor de la lámina de material compuesto
E_{ci}	módulo tangente del hormigón	R_c	radio de esquina del pilar
E_p	módulo de elasticidad de la pasta de cemento	ω_w	cuantía mecánica volumétrica del acero que produce confinamiento
e_{total}	excentricidad total del pilar	α	coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón según el Eurocódigo n°2
e_a	espesor de la presilla de acero	δ, ε	deformación
f_c	Resistencia característica del hormigón	ρ_{frp}	radio volumétrico de la lámina de material compuesto
f_{co}	resistencia del hormigón a compresión uniaxial	ρ_{sc}	área de acero de la armadura
f_{cc}	resistencia del hormigón confinado a compresión	ρ_{sca}	cociente entre la sección del acero de la armadura y la sección bruta del pilar de hormigón
f_s	resistencia característica del acero de refuerzo	ε_a	deformación del acero
f_{yk}	resistencia característica del acero de las armaduras	$\varepsilon_{co}, \varepsilon_c, \varepsilon_{ch}$	deformación axial del hormigón
f_y	límite elástico del acero	ε_{cc}	deformación axial del hormigón confinado
f_{frp}	resistencia a tracción de lámina de material compuesto	ε_{vol}	deformación volumétrica del hormigón
$i_{c,min}$	radio de inercia de la sección del pila	γ_c	coeficiente de seguridad del hormigón
k_l	coeficiente de la eficacia del confinamiento	γ_1	coeficiente de seguridad del acero de las armaduras
k_g	coeficiente de la separación de las presillas	γ_2	coeficiente de seguridad del acero del refuerzo
k_s	coeficiente de factor de forma		
k_{sl}	coeficiente de factor de esbeltez		

λ_g	esbeltez geométrica del pilar	σ_a	Tensión en el acero
ν_c	módulo de Poisson del hormigón	$\sigma_c, \sigma_b, \sigma_{lat}$	tensión debida al confinamiento del hormigón
ν_a	módulo de Poisson del acero	σ_l'	tensión de confinamiento efectiva
μ	coeficiente de rozamiento acero-mortero	σ_h	Tensión en el hormigón

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN y OBJETIVOS

En este capítulo se justifica la realización del trabajo de investigación, se exponen los objetivos a los que se pretende llegar y la finalidad del presente documento.

1 Introducción y Objetivos.

1.1 Introducción.

En los últimos años ha habido un interés creciente por todos los temas relacionados con la rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón armado. El motivo principal por el que se desarrolla este campo de la ingeniería civil es por el inevitable envejecimiento de las estructuras existentes, pero también intervienen otros factores de carácter económico, medioambiental, o las variaciones de normativa provocadas por un mayor conocimiento del medio.

El proceso de degradación de los materiales que componen las estructuras es difícil de frenar. Con un buen mantenimiento se puede prolongar su vida útil, pero tal y como dice la guía del GEHO-CEB, “Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón” (GEHO 1994), hay que desterrar la antigua idea de que lo construido es “para toda la vida” sin un adecuado mantenimiento.

Las últimas investigaciones realizadas al respecto, estiman la vida de servicio de las estructuras entre 70 y 100 años. Por otra parte, y debido a los ya mencionados problemas económicos (Emmons and Vaysburd, 1995), (Emmons et al 1998) las administraciones empiezan a tener restricciones en cuanto a nuevas construcciones, y empiezan a destinar sus fondos a la conservación y reparación de estructuras construidas, ya sean edificios, puentes u obras hidráulicas. En nuestro país SEOPAN (asociación de empresas constructoras de ámbito nacional) afirma que la rehabilitación y el mantenimiento de edificios representa el 30% de la actividad del sector de la construcción con tendencia al alza y se prevé que en los próximos años el presupuesto destinado al refuerzo de estructuras, supere al destinado para nuevas construcciones.

Para garantizar la seguridad y buen funcionamiento de cualquier estructura de hormigón armado es necesario garantizar la capacidad resistente de los elementos que la forman, vigas y pilares, ya que el fallo de una parte de la misma provocará un reparto imprevisto de tensiones entre el resto de los elementos, y por lo tanto, el mal funcionamiento de la misma. Por ello, en cuanto se detectan deficiencias de capacidad de carga de una parte de la estructura, hay que intervenir. Esta necesidad de rehabilitar las estructuras de hormigón armado ha provocado el desarrollo de líneas de investigación destinadas a estudiar el comportamiento de los elementos estructurales reforzados con distintas técnicas (recrecido de los elementos estructurales, la instalación de elementos pretensados y la adhesión y pegado de perfiles metálicos y chapas o láminas de diferentes materiales en las zonas a reforzar). En general, el comportamiento de estas técnicas aplicadas a elementos en flexión está bien caracterizado, tanto en lo que se refiere al diseño como a la ejecución. Sin embargo, esto no es así en el caso de elementos a compresión como los pilares, en los que, en general, no están claros los mecanismos que intervienen en el comportamiento del elemento reforzado. Ello es así pese a que los soportes

son quizás, el elemento crítico en la estabilidad de una estructura y pese a que a su fallo, frágil y sin posibilidad de redistribución de esfuerzos, se atribuye una gran mayoría de los colapsos generalizados de estructuras de hormigón (Calavera 1999).

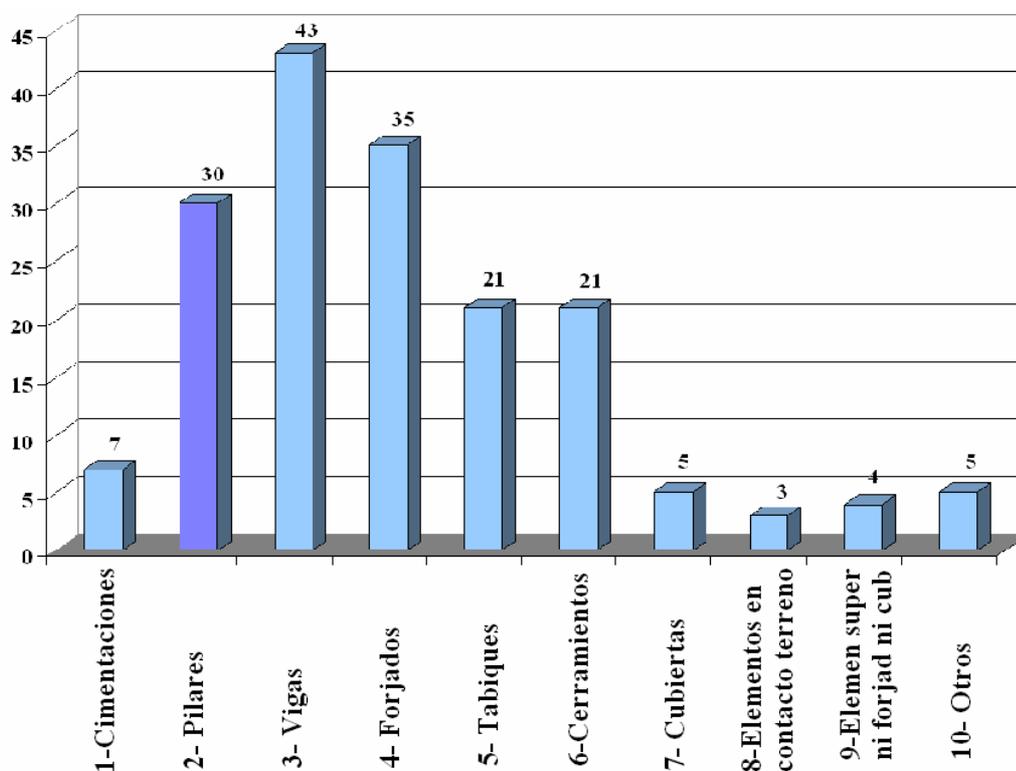


Figura 1. Importancia relativa de las diferentes partes de una estructura en sus patologías (GEHO 1992)

Por ello es frecuente, en intervenciones sobre estructuras existentes, proceder al refuerzo de los pilares de una estructura si estos no tienen suficiente resistencia. No obstante, debido a la escasa base científica de la mayoría de los refuerzos, los proyectistas optan por diseñar una estructura paralela a la ya existente utilizando más recursos de los necesarios y que, por otro lado, no siempre garantizan su correcto funcionamiento.

En la práctica existen varios métodos de refuerzos de pilares que se pueden clasificar según el efecto que produce la mejora en, refuerzos por zunchado y refuerzos longitudinales. Estos efectos se pueden conseguir con distintos materiales. Por ejemplo el zunchado del soporte, es decir conseguir un aumento de la resistencia del mismo por efecto del confinamiento, se puede realizar por recrecido de hormigón, por angulares metálicos empresillados, por encamisado metálico e incluso mediante materiales compuestos (uno de los más utilizados es el Fiber Reinforced Plastic).

En el caso de los refuerzos longitudinales, lo que se persigue es el aumento de la sección del soporte para así incrementar su resistencia. Esto se suele realizar en obra con recrecidos de hormigón o con la colocación de angulares metálicos empresillados. Por todo ello, el método de refuerzo a base de angulares y presillas metálicas es uno de los más empleados en la actualidad en nuestro país. Pese a lo habitual de su uso, los mecanismos que intervienen en su

comportamiento no son bien conocidos, recurriéndose para su proyecto a reglas empíricas que no han sido probadas científicamente.

1.2 Objetivos.

El objetivo general de esta tesis es **contribuir al conocimiento del comportamiento del sistema de refuerzo constituido por perfiles y presillas metálicas en pilares de hormigón armado**. De forma más concreta, se pretende estudiar el comportamiento del refuerzo de un tramo de pilar de reducida esbeltez sometido a compresión simple. Dada su especificidad no se estudia en la presente tesis el comportamiento del nudo. Con esto se conseguirá extender todavía más su uso en la reparación y refuerzo de estructuras y su correcta aplicación.

Para poder cumplir con el objetivo general de esta tesis se han propuesto los siguientes **objetivos específicos**:

- a) Realizar una investigación bibliográfica extensa para fundamentar esta tesis en relación al estado del conocimiento de:
 - Refuerzo de soportes de hormigón armado.
 - Influencia del confinamiento en el incremento de resistencia a compresión del soporte.
- b) Desarrollar ensayos experimentales que permitan conocer y analizar el modo de comportamiento de soportes reforzados.
- c) Elaboración de un modelo conceptual de comportamiento verificando su adecuación a los resultados obtenidos e, implementar las pertinentes modificaciones para su aplicación general.
- d) Verificación, validación y propuesta de métodos simplificados para el análisis de soportes reforzados con perfiles metálicos, válidos para su aplicación en el diseño y proyecto de rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón armado.
- e) Definición de recomendaciones de diseño y ejecución para obtener la eficiencia óptima de la actuación.

1.3 Estructura de la Tesis.

La presente tesis doctoral está formada por 8 capítulos, incluyendo la introducción, las conclusiones finales y las referencias bibliográficas.

En el capítulo 2, se muestra el estado del conocimiento relacionado con el refuerzo de soportes de hormigón armado y en especial cuando el refuerzo está realizado con angulares y presillas metálicas. Se presta especial atención a los temas mencionados en el punto (a) de los objetivos específicos.

En el capítulo 3, se presenta el programa experimental. En el inicio se describe la metodología utilizada durante los ensayos, se exponen las características tanto del pilar de hormigón armado objeto del refuerzo como del refuerzo en sí. Se justifican las variables utilizadas en el programa experimental y finalmente cada uno de los ensayos con su correspondiente instrumentación.

Los principales resultados del programa experimental se reúnen en el capítulo 4. Se cumpliría así el objetivo específico desarrollado en el apartado (b).

En el capítulo 5, se realiza un análisis de los resultados experimentales comparándolos con formulaciones existentes hasta la fecha y se comprueba la adecuación de éstas a los resultados experimentales (objetivo específico (c)).

En el capítulo 6 se propone un método de cálculo de este tipo de refuerzos y se verifica para el caso de los soportes ensayados en el laboratorio (objetivo específico (d)).

Las conclusiones finales, obtenidas a partir de la experiencia ganada en el transcurso de este estudio, se recogen en el capítulo 7, así como distintas recomendaciones de diseño y ejecución de este tipo de refuerzos (objetivo específico (e)). Además, se presentan algunas sugerencias para realizar futuras líneas de investigación, dando así continuidad a este trabajo de investigación

Por último, en el capítulo 8, se muestran las fuentes bibliográficas citadas a lo largo de esta tesis doctoral.

CAPITULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

El capítulo presenta, a partir de una exhaustiva revisión de la bibliografía existente sobre el tema, el estado de la cuestión. En la primera parte se revisan los métodos de refuerzo más utilizados en la reparación de soportes de hormigón armado, en función del material utilizado haciendo especial hincapié en los trabajos experimentales. La segunda parte del capítulo se centra en los modos de comportamiento del hormigón y el acero que forman los pilares reforzados con perfiles y presillas metálicas y se analizan los mecanismos que intervienen en el funcionamiento conjunto del elemento reforzado.

2 Estado del conocimiento.

2.1 Introducción.

El refuerzo de estructuras de hormigón armado, es un tema complejo y en su estudio intervienen gran cantidad de variables que abarcan desde las relacionadas con el estado de la estructura a reforzar, hasta los distintos materiales y técnicas que se emplean para realizar la intervención.

Desde que se empezó a estudiar el tema, se ha optado por dividir la estructura en las distintas unidades en que puede estar constituida; vigas (Maalej M, 2005; Pham H and Al-Mahaidi R., 2004; Smith ST. And Teng, JG. 2002; Rabinoutch O. and Frostig K., 2001; Malek A.M. and Saadatmanesh H., 1998), pilares (Wu Y.F. and Liu T. 2006; Cheng H.L. et al., 2002; Priestley M. et al. 1994; Rodríguez M. and Park R., 1994; Xiao Y. and Wu H., 2005; Uy B., 2002; Cirtek 2001), forjados y cimentaciones (Mosallam A.S. and Mosalam K, 2003; Hassan T. and Rizkalla S., 2002), y existen grupos de investigadores en todo el mundo especializados en cada uno de estos elementos (Oehlers, DJ., 2001). También se han realizado estudios sobre el comportamiento en las uniones (Theodorakopoulos D. and Swamy N. 1993; Antonopoulos C. and Triantafillou, T., 2002; Harajli M. et al., 2006) de los distintos elementos reforzados y como se transmite el efecto del refuerzo a las distintas partes de la estructura.

Como ejemplo, en la siguiente figura se observan los datos relativos al número artículos publicados desde 1945 según la Web of Science relacionados con los diferentes elementos estructurales y los diferentes métodos de refuerzo. Se puede comprobar que el elemento estructural más estudiado son las vigas. En cuanto a los pilares la mayoría de artículos publicados en que se utiliza como material de refuerzo el acero, este actúa como un encamisado, habiendo encontrado únicamente 3 artículos en que el acero funciona como un empresillado (además de estos tres artículos hay publicaciones de Ramírez y Bárcena en que se trata este tipo de refuerzo comparándolos con otros sistemas de refuerzo).

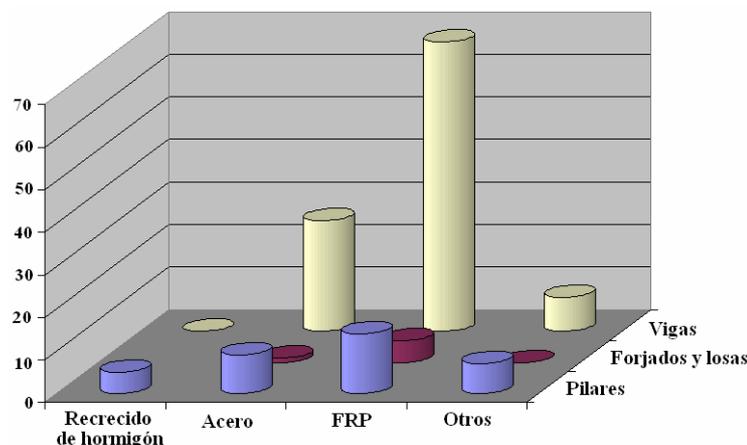


Figura 2. Número de artículos publicados en función del tipo estructural y método de refuerzo.

El presente trabajo es una aportación al refuerzo de elementos sometidos a compresión simple y en este capítulo se pretende realizar una revisión del estado del arte.

Los distintos tipos de refuerzos de pilares se pueden clasificar en función del efecto que produce la mejora o bien en función del material empleado para su refuerzo según la siguiente tabla:

Según el efecto que produce la mejora	Según el material empleado
Refuerzos por zunchado (confina la sección del pilar)	<ul style="list-style-type: none"> • Zunchado con recrecido de hormigón • Zunchado con angulares metálicos empresillados • Zunchado con encamisado metálico • Zunchado mediante materiales compuestos
Refuerzos longitudinales (aumenta la sección del pilar)	<ul style="list-style-type: none"> • Refuerzo con recrecido de hormigón • Refuerzo con angulares metálicos empresillados

Tabla 1. Métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado (GEHO 1994).

En muchas ocasiones el refuerzo actúa combinando los efectos que producen la mejora en el pilar original, fundamentalmente al utilizar recrecidos de hormigón o angulares y presillas metálicas.

A continuación se revisaran los métodos de refuerzo más utilizados en la reparación de soportes de hormigón armado, en función del material utilizado, haciendo especial hincapié en los trabajos experimentales. Se ha realizado una exhaustiva recopilación de información que aparece resumida en forma de cuadros (tablas 2, 3 y 4) dónde además de los autores de los ensayos de laboratorio y el año de publicación de los distintos trabajos aparecen otras variables que son:

- Estado del pilar original: la mayoría de ensayos realizados sobre pilares de hormigón armado reforzado se hacen sin tener en cuenta el historial de carga previo que tiene un soporte antes de ser reforzado. En este caso se considera que el pilar ha sido ensayado “sin precarga”. Sin embargo en algunas investigaciones recientes este hecho se tiene en cuenta y se somete al soporte a una precarga hasta que alcanza un cierto nivel de deformación antes de proceder a realizar el refuerzo. En este otro caso se dice que el estado del pilar original es “con precarga”.
- Carga aplicada: se refiere al tipo de carga a que se somete a la probeta durante el ensayo. El más habitual es la compresión centrada, pero en las investigaciones relacionados con pilares reforzados sometidos a sismo es necesario aplicar cargas laterales dinámicas o distintos tipos de cargas cíclicas.
- Tipo y número de probetas: se citan el número de probetas ensayadas en las distintas investigaciones así como sus dimensiones en cm.

La segunda parte del capítulo (apartado 2.3 y posteriores) se centrará en los modos de comportamiento del hormigón y el acero que forman los pilares reforzados con perfiles y presillas metálicas y se analizarán los mecanismos que intervienen en el funcionamiento conjunto del elemento reforzado.

Todo ello con el objetivo de establecer el punto de partida del presente estudio, así como su justificación.

2.2 Tipos de refuerzos en pilares de hormigón armado.

La bibliografía existente sobre el refuerzo de pilares de hormigón armado es mucho menor que la correspondiente a vigas (ver figura 2), y esto parece debido a la menor frecuencia de fallo de estos elementos estructurales frente a los sometidos a flexión, aunque por otra parte, su rotura suele ser frágil y frecuentemente provoca el colapso de la construcción.

Al realizar este tipo de intervención en cualquier estructura, se modifica el esquema resistente de la misma, variando la inercia y la ductilidad de alguno de los elementos que la componen, y por tanto variando el comportamiento de misma.

La manera más frecuente de clasificar los distintos tipos de refuerzos en pilares de hormigón armado es en función de la técnica elegida para realizar la operación, siendo las más habituales el recrecido de hormigón alrededor del elemento a reforzar y la adhesión de chapas metálicas o láminas de materiales compuestos en el exterior del soporte. Existen otros métodos como realizar postesados en los elementos dañados, cosidos de fisuras, añadir elementos supletorios a la estructura, pero en general su aplicación ha sido más particular y no son métodos tan generalizados.

A continuación se van a presentar los estudios experimentales mas significativos que se han realizado estudiando el comportamiento de soportes de hormigón armado reforzados con distintas técnicas:

- Con recrecidos de hormigón
- Láminas de materiales compuestos
- Chapas de acero adheridas
- Refuerzos localizados.

Se han realizado a modo de resumen unas tablas para cada tipo de refuerzo (tabla 2, tabla 3 y tabla 4) en el que se recogen además de los autores y el año de publicación del estudio correspondiente, otros datos; si el soporte ha estado precargado o no previamente a la realización del ensayo, el tipo de carga aplicada (compresión simple, momentos flectores, cargas cíclicas o cortantes) y las dimensiones y número de probetas ensayadas. A partir de estos datos y de las ventajas y desventajas que presenta cada tipo de refuerzo se justifica la elección del tipo de refuerzo objeto de la presente tesis doctoral.

2.2.1 Refuerzos con recrecidos de hormigón.

Según la bibliografía existente ésta sería la técnica de refuerzo estructural más antigua de la que tenemos constancia (Ramirez and Barcena 1975, Bett et al. 1988, Rodríguez and Park 1994, Abdullah 2001). Su funcionamiento es bastante intuitivo. Una vez localizado el soporte a reforzar, aumentando su sección se conseguirá aumentar su resistencia a compresión. El aumento de la sección se realiza añadiendo paneles prefabricados o realizando el recrecido de la sección in situ tras sanear el soporte original. En este caso se colocan nuevas barras y estribos en la parte exterior del pilar y esta armadura se recubre con hormigón colado o proyectado.

En este tipo de refuerzo hay que cuidar especialmente la zona donde se produce la unión entre el material antiguo y el nuevo, asegurando la transmisión de esfuerzos y estudiando los límites de tensión y deformación en la superficie de contacto. Si se realiza el recrecido in situ, se consigue un efecto zuncho al producirse la retracción del nuevo hormigón que mejora la unión y transmisión de esfuerzo entre los dos materiales. Algunos de los trabajos mas destacados con este tipo de refuerzo figuran en la tabla 2. En los últimos años se ha empleado hormigón autocompactable para la realización del recrecido de hormigón. La utilización de este material simplifica la puesta en obra del refuerzo aunque encarece el coste de material.

Como se ve en la citada tabla, los autores que proceden de Estados Unidos y Japón, centran el estudio de este tipo de refuerzo en el comportamiento frente a sismo (cargas laterales), mientras que en Europa los ensayos de los elementos reforzados se han centrado en soportes sometidos a compresión simple.

De modo general, y tras la verificación experimental, todos coinciden en la eficacia de este método para mejorar la rigidez, ductilidad y resistencia de las estructuras de hormigón armado, pero destacan la cantidad de medios, espacios y mano de obra necesaria para llevar a cabo la operación.

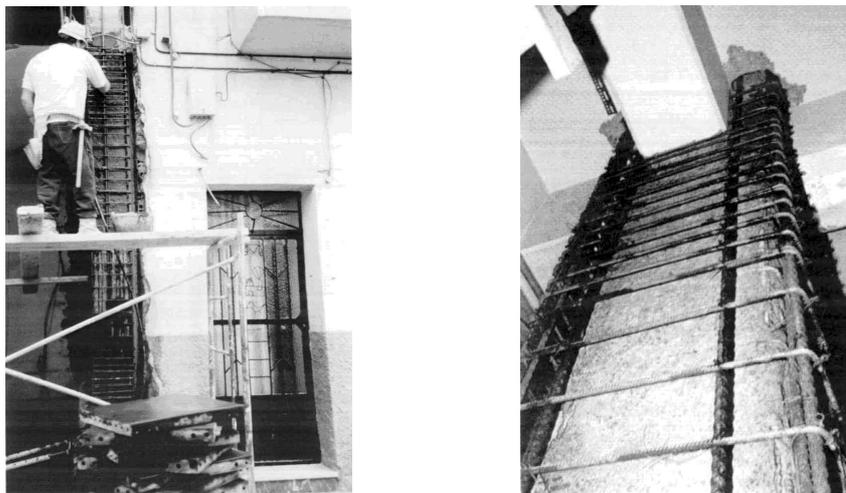


Fig 3. Recrecido de un pilar situado en zona símica (Regalado 1999).

Autores	Año	Estado del pilar Original	Carga aplicada	Tipo y número de probetas
Ramírez y Bárcena	1975 1977	Sin precarga	Compresión simple	12 de 25x25x160
Bett et al.	1988	1 con precarga 2 sin precarga	Compresión simple + carga cíclica lateral	3 de 30x30x92
Rodríguez y Park	1991 1994	2 con precarga 2 sin precarga	Compresión simple + carga cíclica lateral	4 de 35x35x142
Ersoy, Tankut y Suleiman	1993	Con precarga	Compresión simple + momento flector	4 de 13x13x100 5 de 16x16x100
Fukuyama et al.	2000	Con precarga	Compresión simple + carga cíclica cortante	1 de 45x45x90 2 de 35x35x90
Navarrete B.	2003	Sin precarga	Compresión simple	7 de 20x20x (30-70)

Tabla 2. Ensayos sobre pilares reforzados con recrecidos de hormigón.

A continuación, se van a exponer los principales beneficios y los inconvenientes de este método extraídos de los estudios publicados.

Ventajas

- Los materiales utilizados y la técnica de aplicación son normalmente muy conocidos y similares a cualquier trabajo de hormigón.
- Generalmente la transmisión de tensiones entre el elemento original y el refuerzo es buena.
- El fallo por cortante en la unión del pilar con el forjado no es frecuente, ya que se aumenta significativamente la sección del pilar original, y la carga se transmite tanto de manera directa como por rozamiento y adherencia entre el pilar original y el refuerzo. No se concentran cargas en la cabeza del pilar.

Desventajas

- El elemento reforzado no puede ponerse en carga hasta que el hormigón no haya alcanzado sus resistencias de cálculo (cómo mínimo 28 días).
- Necesita una ejecución cuidada, con vibrado del hormigón o aplicando hormigón proyectado.

- El incremento de las dimensiones y el peso propio de la estructura no son despreciables. Al variar considerablemente la inercia y el área se requiere un recálculo de toda la estructura. El aumento de rigidez puede afectar a los esfuerzos que deban soportar las vigas y pilares contiguos.
- Los cambios en las secciones influyen también en la apariencia estética, y en el caso de edificación en el espacio de las viviendas.

La complejidad de ejecución de este tipo de refuerzos en estructuras que están en servicio lo desaconsejan en muchas ocasiones.

2.2.2 Refuerzos con láminas de materiales compuestos.

En el caso de refuerzos de soportes de hormigón armado con láminas de materiales compuestos, la actuación consiste en enrollar el elemento a reforzar con una lámina de material compuesto (normalmente fibra de carbono, con un límite elástico cercano a 2400 MPa), adherida al pilar original con resinas epoxídicas. Es como aplicar un vendaje al soporte de hormigón armado aportando un gran confinamiento al elemento original.

Los estudios y el uso de este tipo de refuerzo se desarrollaron principalmente a partir de los años 90 y actualmente es el tipo de actuación más investigado. Su empleo se inició a mediados de la década de los 80 de la mano del profesor U. Meier en Zurich. La primera aplicación a escala real fue el refuerzo del puente Ibach (Meier U. et al., 1993) en Lucerna (Suiza), en España la aplicación pionera fue en el puente del Dragó en Barcelona, al ser necesario el refuerzo de una serie de vigas (Sobrino J. y Gómez D., 1998).



Fig. 4. Refuerzo con láminas de fibra de carbono (www.sika.com).

A pesar de su gran utilización tiene graves problemas aún no resueltos como su alto coste, su despegue en el momento de la rotura que la convierten en totalmente frágil y su comportamiento frente a fuego.

Los materiales compuestos utilizados para la ejecución de las láminas para reforzar son las fibras de vidrio, las fibras orgánicas (aramida) y las fibras de carbono (Alarcón 2003)

Los ensayos en laboratorio más significativos con este tipo de refuerzo en soportes de hormigón armado quedan recogidos en la siguiente tabla.

Autores	Año	Estado del pilar Original	Carga aplicada	Tipo y número de probetas
Aboutaha et al	1999	con precarga	Lateral dinámica	11 de 25x25x125
Demers M. and Neale K.	1999	Sin precarga	Compresión simple	16 cilin Ø30 x120
Purba B. and Mifti A.	1999	Sin precarga	Compresión simple	3 cilin Ø19 x79
Fukuyama et al	2000	Sin precarga	Compresión simple + carga cíclica cortante	1 de 41x41x90 1 de 35x35x90
Parvin and Way	2001	Sin precarga	Compresión simple	11x11x30
Li G. et al	2003	Sin precarga	Compresión simple	8 cilin Ø15 x61
Wu Y. et al.	2003	Sin precarga	Compresión simple + carga cíclica	6 de 20x20x110
Xiao Y. and Wu H.	2003	Sin precarga	Compresión simple + carga lateral	5 de 25x25x102
Galal K. et al .	2005	Sin precarga	Compresión simple + carga cíclica	7 de 30x30x92
Hadi M.N.S.	2005	Sin precarga	Compresión excéntrica	6 cilin Ø20x93

Tabla 3. Ensayos sobre pilares reforzados con láminas de materiales compuestos.

En la actualidad hay un gran número de investigaciones en curso en todo el mundo con el objetivo de estudiar el comportamiento de las estructuras reforzadas con láminas de materiales compuestos (ej. Fardis and Khalili 1981, Ahmad et al.1991, Harmon and Slattery 1992, Demers and Neale 1999, Mirmiran et al. 1998, Miyauchi et al. 1999, Purba and Mufti 1999, Saafi et al. 1999, Toutanji 1999, Xiao and Wu 2003, etc.), aunque muchas de estas investigaciones entran en contradicciones significativas (Casas 2004). Se puede decir que este método se aplica con bastante frecuencia en elementos sometidos a flexión y también cuando el objetivo de la reparación es hacer la estructura más resistente frente a sismo.

En el caso de los pilares, su efecto principal es proporcionar una tensión de confinamiento. Este confinamiento será máximo en las columnas circulares y elípticas. En las envolturas rectangulares, incluidas las cuadradas sólo proporcionan fuerzas internas en las esquinas, aunque aportan un confinamiento significativo. Según distintos manuales como el Pliego de Condiciones nº 26 de SIKA y el CC-1 de Constructions Chemicals, DEGUSSA, la envoltura de columnas rectangulares o cuadradas estará limitada a aquellas cuya relación entre los lados sea inferior a 1,5. Estas recomendaciones se basan en los siguientes documentos que han aparecido en los últimos años:

- The Concrete Society. Technical Report nº 57 “*Strengthening concrete structures using fibre composite materials: acceptance, inspection and monitoring*”. 2003.
- American Concrete Institute. ACI 440.2R “*Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*”. 2002.
- CEB-FIB. “*Externally Bonded FRP reinforcement for RC structures*”. 2001.

En estos casos no existe aumento de resistencia a compresión debido al aumento de la sección del soporte reforzado y la ejecución en obra debe ser muy cuidadosa. Por otra parte, la aparición de normativa indica lo avanzado del estado de su investigación.

A modo de resumen, se van a exponer los principales beneficios y los inconvenientes de este método.

Ventajas

- El método proporciona excelentes propiedades de fatiga a la estructura.
- El bajo peso de los materiales utilizados hace que sea muy manipulable en obra.
- No se modifica significativamente ni la sección ni la altura del elemento reforzado.
- Es un método de rápida aplicación.

Desventajas

- Si no se dispone de protección exterior el sistema no es resistente al fuego ni al impacto.
- Es necesario que las superficies de los dos materiales a unir estén en perfectas condiciones.
- Es muy difícil controlar el espesor de la resina que se utiliza como adhesivo. Si la capa colocada es demasiado gruesa (más de 1,25 mm.), pierde eficacia. (Fernández Canovas 1981).

- Eficaz con secciones de forma circular, pero esta eficacia se reduce considerablemente en secciones cuadradas y rectangulares, habituales en obras de edificación.

2.2.3 Refuerzos con chapas de acero adheridas.

Este método junto con el recrecido de hormigón, es el más antiguo. Se originó en Francia donde l'Hemite (1967) y Bresson (1971) llevaron a cabo ensayos de refuerzo de vigas de hormigón. Hay también informes de uso de este tipo de refuerzo en Sudáfrica (Dusseck 1974). En la actualidad se puede decir que el método se ha utilizado en todo el mundo, y en el caso de España es de los más utilizados para reforzar soportes.

Sin embargo no hay suficientes datos experimentales que permitan sustentar científicamente ningún método de diseño y cálculo de este tipo de refuerzo. Éstos se reducen, en la actualidad, a una serie de recomendaciones de uso basadas en la intuición y en una experiencia empírica.

En el siguiente cuadro aparecen los ensayos sobre elementos a escala real que se han llevado a cabo utilizando este tipo de refuerzo y que han aparecido publicados en los últimos años.

Autores	Año	Estado del pilar Original	Carga aplicada	Tipo y número de probetas
Ramírez y Bárcena	1975 1977	Sin precarga	Compresión simple	12 de 25x25x160
Fukuyama et al	2000	1 Sin precarga 1 Con precarga	Compresión simple + carga cíclica cortante	1 de 45x45x90 1 de 35x35x90
Cirtek	2001	Sin precarga	Compresión simple	39 de 30x30x150
Uy B.	2002	Sin precarga	Compresión simple	6 de 15x15x45 6 de 15x30x82 4 de 15x15x175

Tabla 4. Ensayos sobre pilares reforzados con chapas metálicas.

A modo de resumen, se van a exponer los principales beneficios y los inconvenientes de este método.

Ventajas

- Es un método pionero en el refuerzo de estructuras, bien conocido y con muchas aplicaciones realizadas.
- Se consigue un gran incremento de la resistencia a compresión.

- Existe personal con experiencia en la realización de este tipo de refuerzo.
- Solución de una gran solidez.
- Económico frente a otros métodos de refuerzo.

Desventajas

- Es un método poco flexible, con una geometría muy marcada.
- La eficacia del refuerzo es muy variable dependiendo de la forma en que se ha realizado la ejecución del mismo (Fernández Canovas, 1994)
- No existen métodos de cálculo contrastados que permitan su diseño utilizando la cantidad óptima de acero para el refuerzo.



Fig. 5. Refuerzo con angulares y presillas metálicas.

Lo habitual de su uso y la carencia de conocimiento sobre su comportamiento señalan la necesidad de desarrollar un programa de investigación experimental sobre este tipo de refuerzo. A partir del estudio podría obtenerse formulaciones sencillas que permitan su cálculo y dimensionamiento.

2.2.4 Refuerzos localizados.

En algunos casos pueden aparecer defectos localizados en soportes de hormigón armado causados por la existencia de zonas con corrosión avanzada de armaduras y estribos, áreas con hormigón de mala calidad, roturas por dilataciones anormales del material (incendios y explosiones), zonas afectadas por choques de vehículos (pilas de puente y soportes de

aparcamientos subterráneos, etc.) Estando en alguna de estas situaciones se puede optar por plantear una reparación localizada que no afecte a toda la longitud del pilar.

En estos casos se tiene que estudiar muy bien el área de influencia del refuerzo localizado y su posición correcta. En España se han llevado a cabo estudios con este tipo de intervención en los laboratorios LABEIN, por parte de Ramírez y Bárcena (1993) que compararon la eficacia de distintos tipos de refuerzos localizados. Por otra parte en el laboratorio INTEMAC, se han llevado a cabo ensayos (Navarrete 2003) para estudiar la transferencia de carga entre el pilar y el refuerzo a través de la superficie de contacto entre un soporte de hormigón y su recrecido, analizando especialmente la influencia de la longitud de transferencia de manera que se garantice que la carga sea efectivamente transferida.

Existen otras variantes de refuerzo localizado a realizar mediante elementos metálicos. A continuación se describen algunas de ellas que fueron desarrolladas en 1993 en los laboratorios de LABEIN.

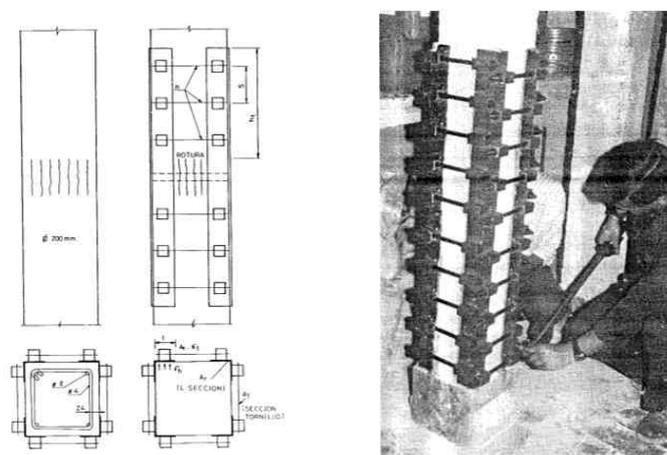


Fig. 6. Esquema y fotografía de un refuerzo localizado con acero (Ramírez y Bárcena, 1993).

Uno de los refuerzos localizados consiste en angulares adosados con tornillos pretensados. El esquema consiste en la colocación de cuatro angulares de acero con piezas perforadas soldadas a sus alas, en las que se introducen tornillos de alta resistencia. Los angulares se adhieren al pilar de hormigón con un mortero epoxídico y se aprietan controladamente los tornillos.

La transferencia de esfuerzo entre angulares y hormigón, se hace en función del rozamiento provocado por el tesado de los tornillos, además del efecto zuncho introducido por la compresión lateral.

Otros de los refuerzos localizados son con encamisados parciales con chapa de acero, bien soldada en toda la superficie a reparar, o chapas y angulares pegados. El primero de ellos se basa en la transferencia de esfuerzo por adherencia y fricción entre el hormigón original y el encamisado realizado con dos chapas dobladas en L y soldadas longitudinalmente. Si queda algún hueco entre la chapa y el hormigón se inyecta un material epoxídico en él.

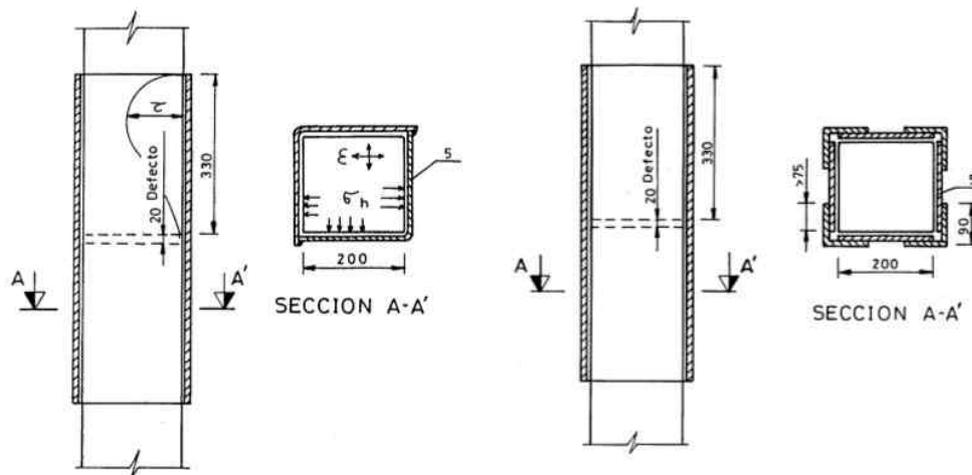


Fig. 7. Esquemas de refuerzos localizado con acero (Ramírez y Bárcena, 1993).

En el segundo el planteamiento es similar, pero con la diferencia de que este no es continuo, sino que está formado por piezas independientes pegadas entre sí. Las cuatro chapas están adheridas a las caras del pilar y los angulares se adhieren a las chapas laterales, cerrando de esta manera el encamisado.

El inconveniente de estos sistemas es que el proceso de colocación es laborioso.

2.3 Pilares reforzados mediante angulares y presillas metálicas. Mecanismos que intervienen en su comportamiento.

2.3.1 Introducción.

Para estudiar el comportamiento de una parte de una estructura compuesta por materiales diferentes que se pretende que actúen conjuntamente, es necesario conocer el comportamiento individual de cada uno de ellos así como su interacción.

En el presente apartado se describe el comportamiento del hormigón bajo carga axial de compresión centrada. También se estudiará el comportamiento del acero laminado y el efecto del confinamiento sobre el comportamiento del hormigón.

Otro aspecto relevante en el estudio del comportamiento de este tipo de refuerzo lo constituyen los mecanismos de transferencia de cargas entre los dos materiales, hormigón y acero que se pueden dividir en los siguientes:

- Transmisión directa de axil a través de la cabeza (1) figura 8. Este efecto será muy significativo en los casos en que se coloquen capiteles para potenciarlo.
- Transmisión de cargas por esfuerzo rasante entre el pilar original y el refuerzo (2) figura 8.

Además de recoger parte de las cargas que recibe el pilar, el refuerzo mejora la resistencia del hormigón gracias al efecto de confinamiento introducido por las presillas y angulares (3) figura 8.

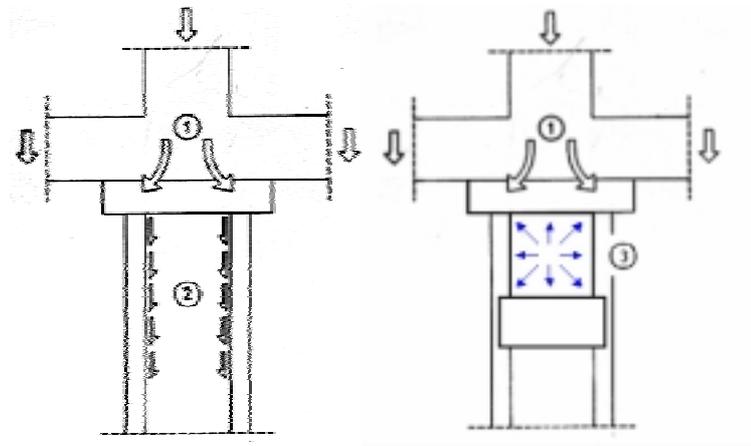


Fig. 8. Mecanismos de transferencia de cargas entre el hormigón y el acero (Río y Ortíz, 1991).

2.3.2 Comportamiento del hormigón a compresión uniaxial y multiaxial.

El hormigón armado es el material de construcción más empleado en el mundo, por lo que el estudio de su comportamiento está muy extendido. El hormigón es un material compuesto principalmente por áridos, cemento y agua distribuido homogéneamente en toda su masa. Sobre todo se utiliza en construcción por su gran resistencia a compresión y aunque en la actualidad se pueden conseguir hormigones de más de 100 MPa, en nuestro trabajo se van a emplear hormigones de baja resistencia, ya que son los que necesitan ser reparados. En la gráfica siguiente se puede apreciar la curva tensión-deformación de un hormigón de 20 MPa sometido a compresión según el Código Modelo (1990). La relación tensión-deformación no es lineal, y recordemos que en el hormigón cuanto más baja es su resistencia menor es su rigidez y normalmente su rotura es más dúctil.

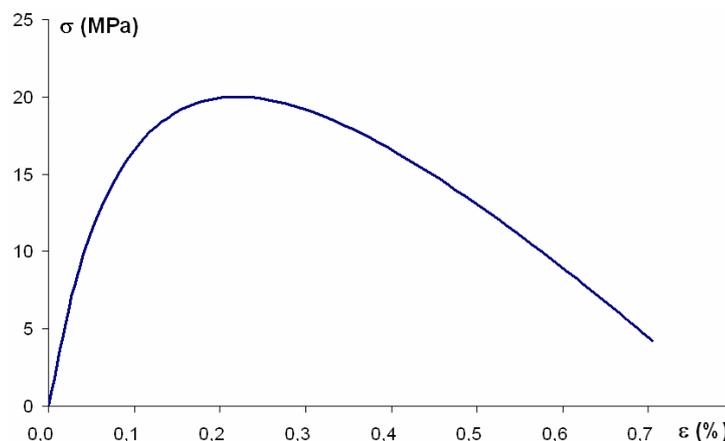


Fig. 9. Curva tensión-deformación idealizada para el comportamiento del hormigón en compresión según Código Modelo.

- **Mecanismos de rotura en el hormigón a compresión uniaxial.**

Si se ensayan por una parte los áridos que forman parte del hormigón y también aisladamente la pasta de cemento, se obtendrían gráficas tensión-deformación lineal, y probablemente se llegaría a mayores resistencias que el hormigón formado por ellos. Esto se sabe que es debido a que cuando se estudia el hormigón como material compuesto por áridos y pasta de cemento, se introducen los efectos locales de la interfaz de estos dos elementos. Los defectos que aparecen en la interfaz son los que provocan una disminución de la resistencia, respecto de los materiales estudiados individualmente.

En las siguientes figuras se puede ver la evolución de las fisuras en la masa del hormigón sometido a compresión, así como la evolución de las deformaciones axiales, laterales y volumétricas. El siguiente gráfico está adaptado de Carpinteri e Ingrassia (1984) y se obtiene a partir de la rotura de una probeta cilíndrica de hormigón de 15x30cm.

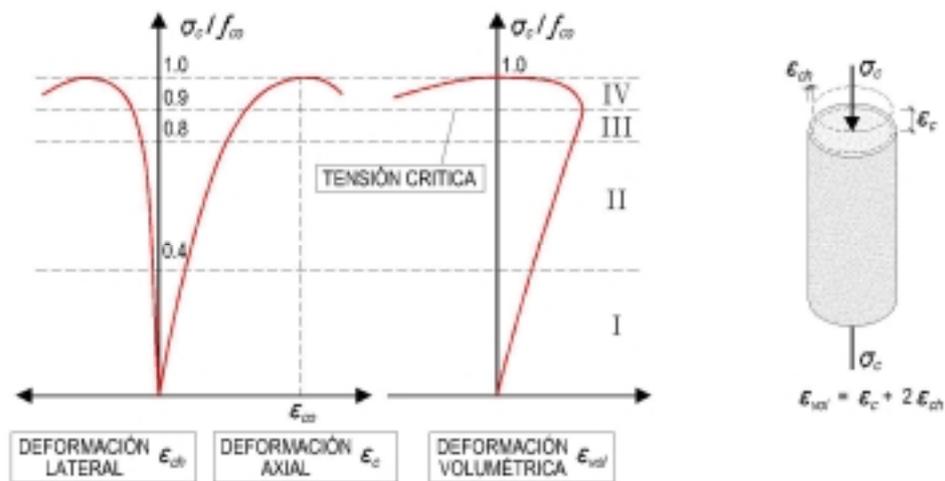


Fig. 10. Tensión-Deformación del hormigón bajo compresión Uniaxial y parámetros de deformación (Adaptación de Carpintero and Ingrassia 1984)

En la primera zona de carga I, el comportamiento del material es prácticamente lineal y las fisuras existentes por retracción no se propagan (a). Una vez superado este nivel de carga y debido principalmente a las heterogeneidades del hormigón el comportamiento se vuelve no lineal. Además y debido a la fuerza axial, la probeta empieza a deformarse lateralmente, apareciendo tracciones.

Estas tensiones dentro de la matriz del hormigón no obtienen igual respuesta en los áridos que en la pasta (figura 11), deformándose lateralmente esta última. Esta deformación de la pasta de cemento, provoca las el aumento de las fisuras que se observan en (b). Si seguimos cargando hasta alcanzar el 80-90% de la tensión máxima, las fisuras alrededor de las áridos empiezan a propagarse principalmente en el sentido de aplicación de carga, y por los efectos de cortante y tracción introducidos en la probeta (c). En este escalón de carga III, la no linealidad de la deformación del hormigón es muy evidente y se produce la propagación y unión de las fisuras con la abertura de estas. Este incremento en el grosor de las fisuras

provoca un incremento notable en la deformación lateral por lo que la deformación volumétrica ($\epsilon_{vol} = \epsilon_c + 2 \epsilon_{ch}$) cambia de dirección.

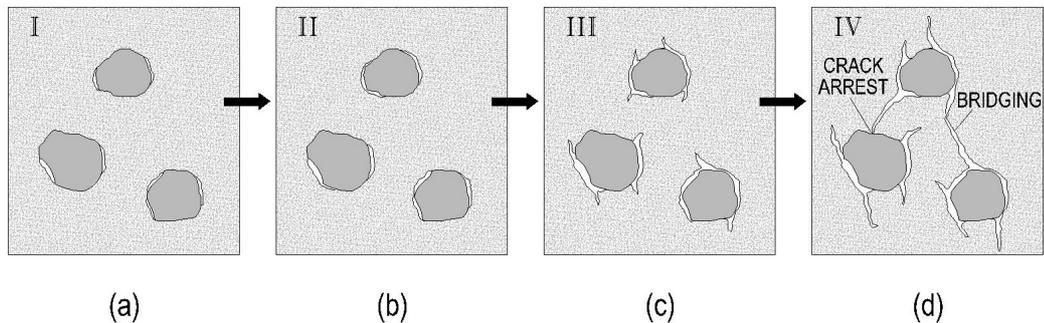


Fig. 11. Evolución de las fisuras en el hormigón (Johansson 2002).

Antes de llegar a la carga máxima se puede decir que el proceso de fisuración es estable, esto es, se necesita aumentar la tensión para que aumenten las fisuras. Sin embargo una vez alcanzada la carga máxima se vuelve inestable, y por ello la tensión empieza a disminuir para evitar el aumento descontrolado de la deformación lateral (Johansson 2002).

Con todo ello, y si observamos la figura 12 se ha comprobado que la rotura a compresión del hormigón es una combinación de rotura por cortante y tracción.

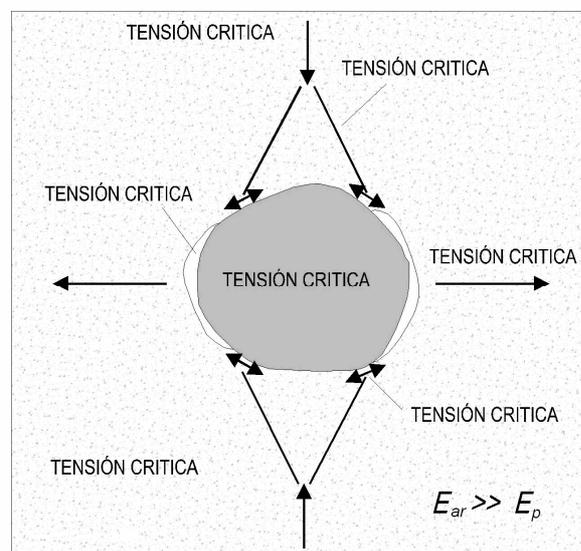


Fig. 12. Idealización del estado de tensiones alrededor de una partícula de árido (Vile 1968)

Como se explicará en los capítulos siguientes, en los ensayos experimentales llevados a cabo en la presente investigación, el hormigón previamente a ser reforzado sufrió una deformación previa (una precarga del soporte original que provocó la aparición de deformaciones) correspondiente al 65-70% de la carga de rotura. Por lo tanto se encuentra dentro de la zona en que las fisuras son estables (II y parte baja de III).

- **Mecanismos de rotura en el hormigón a compresión multiaxial.**

Al reforzar pilares de hormigón armado con angulares y presillas y metálicas se incrementa la resistencia del pilar original debido a dos factores principalmente. Por una parte se está añadiendo acero laminado al elemento estructural, con el incremento de resistencia a compresión que eso conlleva, y por otra parte se está confinando el soporte.

En general el estado de tensión uniaxial en un soporte de hormigón representa sólo una de las infinitas condiciones de tensión a que se ve sometida una parte de la estructura en toda su historia (Kotsovos 1987). La respuesta del hormigón varía para los distintos estados de tensión y es importante conocer su comportamiento.

En nuestro caso al reforzar la estructura y empezar a cargarla, las deformaciones que aparecen son la respuesta a un estado uniaxial, hasta un determinado momento en que entra en funcionamiento una tensión lateral (σ_{lat}) introducida por las presillas que zunchan el soporte. Se puede decir que en las zonas del soporte ocupadas por presillas metálicas el hormigón está sometido a una tensión triaxial.

El comportamiento del hormigón en compresión triaxial principalmente se ha estudiado ensayando probetas cilíndricas sometidas a una presión de confinamiento lateral, en células de ensayo triaxial, dónde la presión de confinamiento se aplica alrededor del cilindro, mientras que la tensión de compresión se incrementa hasta la rotura. Si la tensión que confina lateralmente el hormigón en las dos direcciones es igual se llegará a graficas como las que siguen, dónde se puede observar la influencia de la presión lateral de confinamiento.

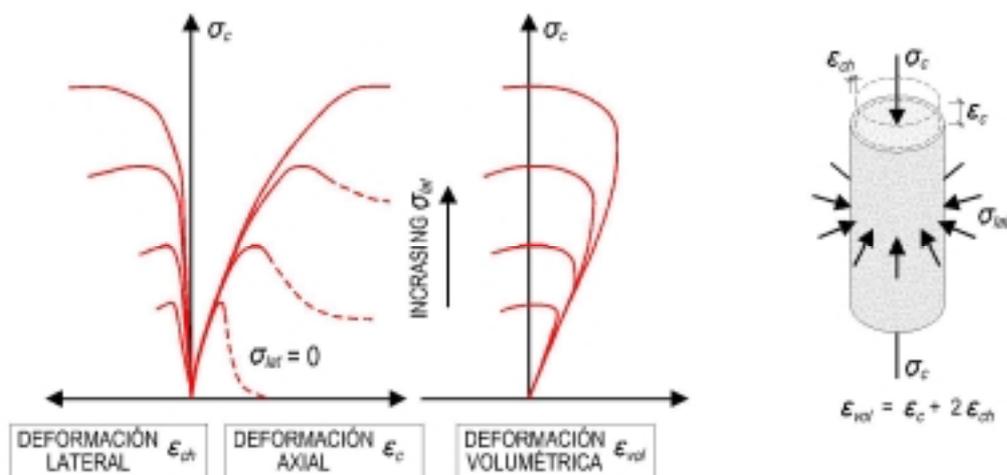


Fig. 13. Tensión deformación para un cilindro en compresión triaxial (Johansson 2002)

Otro aspecto a remarcar es que el confinamiento del hormigón provoca un aumento en la ductilidad. El hecho de que un hormigón confinado pueda alcanzar tensiones mayores que un hormigón sin confinar, se comprueba al estudiar como se propagan las fisuras en el material. Como se ha visto en la figura 12, una de las tensiones que provoca el aumento de las fisuras en la tensión de tracción que aparece debido a la diferencia del módulo de elasticidad de los

áridos y de la pasta de cemento. La presión lateral de confinamiento es en la misma dirección y sentido contrario a esta tracción, y por lo tanto la equilibra.

Los intentos por cuantificar el incremento de resistencia a compresión por el efecto de confinamiento datan de 1928, cuando Richard et al. propusieron la siguiente fórmula empírica:

$$f_{cc} = f_{co} + 4,1 \cdot \sigma_{lat} \quad [2.1]$$

dónde f_{cc} : Resistencia a compresión del hormigón confinado

f_{co} : Resistencia a compresión del hormigón sin confinar

σ_{lat} : Tensión horizontal debida al confinamiento.

Aparte de esta fórmula, otros investigadores han estudiado el tema y han llegado a proponer otras expresiones para determinar la carga de rotura del hormigón confinado. Resulta muy interesante revisar la recopilación que efectuó A. Delibes (1993), de las diferentes propuestas presentadas a lo largo del tiempo y que se incluyen en la siguiente tabla:

AUTORES	RELACIÓN	COMENTARIOS
HOBBS	$f_{cc} = f_{co} + (4,6 \pm 0,1) \cdot \sigma_{lat}$	
SEN	$f_{cc} = f_{co} + 5 \cdot \sigma_{lat}$	
ZIMMERMAN	$f_{cc} = f_{co} + (3,34 \text{ a } 5,0) \cdot \sigma_{lat}$ $f_{cc} = (1,41 \text{ a } 1,69) \cdot f_{co} + (1,99 \text{ a } 2,73) \cdot \sigma_{lat}$	Parámetros dependientes de dosificación, humedad y tensiones. $0 < \sigma_c < 1,8 \text{ a } 2,3 \cdot f_{co}$ $1,8 \text{ a } 2,3 \cdot f_{co} < \sigma_c < 4 \text{ a } 5 \cdot f_{co}$
HANNANT Y SENT	$f_{cc} = f_{co} + 4 \cdot \sigma_{lat}$ $f_{cc} = 1,75 \cdot f_{co} + 3 \cdot \sigma_{lat}$	$\sigma_c < 4 \cdot f_{co}$ $4 \cdot f_{co} < \sigma_c < 8 \cdot f_{co}$

Tabla 5. Diferentes propuesta del valor de resistencia a compresión del hormigón confinado.

Dentro de la recopilación bibliográfica efectuada previamente a la redacción del presente trabajo, se ha encontrado que la expresión más reciente que incluye el efecto del confinamiento en el incremento de la resistencia a compresión del hormigón, corresponde a Karbhari y Gao, y data del año 1997. En dicha expresión, se cambia el valor 4,1 que aparece en [2.1] por el siguiente valor:

$$k_1 = 2,1 \cdot \left(\frac{\sigma_{lat}}{f_{co}} \right)^{-0,13} \quad [2.2]$$

La dificultad de aplicar este tipo de formulación es que, como se ve en la ecuación [2.2], el valor de k_l depende de σ_{lat} , por lo que en refuerzos dónde la tensión lateral sea variable (el confinamiento del soporte varíe al aumentar o disminuir el nivel de carga a que se somete al elemento reforzado) es de difícil aplicación.

Insistimos en que dentro de todas las expresiones mostradas, la más utilizada es la [2.1], siendo curiosamente la de aparición más antigua.

Para calcular la deformación correspondiente a la máxima tensión que soporta el hormigón confinado, y volviendo a la formulación de Richard et al. se tiene que:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \beta_1 \cdot \left[\frac{f_{cc}}{f_{co}} - \beta_2 \right] \quad [2.3]$$

dónde ε_{co} es la deformación bajo carga máxima en un hormigón sin confinar, $\beta_1 = 5$ y $\beta_2 = 0.8$ y utilizando la ecuación [2.1] se puede deducir:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \beta_1 \cdot \left[\left(1 + \frac{4,1 \cdot \sigma_{lat}}{f_{co}} \right) - \beta_2 \right] \quad [2.4]$$

Otro aspecto importante que se detecta al confinar el hormigón, consiste en un apreciable aumento de la ductilidad, pudiendo llegar a deformaciones de rotura cercanas al 10 %, mientras que en un hormigón sin confinar se llega al 2 % (Jiménez et al. 2000). Esto se traduce en una considerable capacidad de aviso antes de que se produzca el agotamiento de la sección.

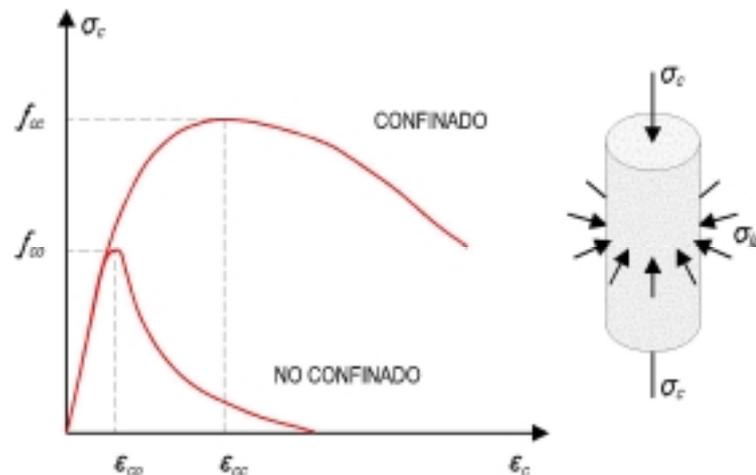


Figura. 14. Esquema de curva tensión-deformación para el hormigón confinado y no confinado (Johansson 2002).

Estos detalles se ampliarán en el apartado 2.3.4 del presente capítulo dónde se trata de la interacción entre el soporte de hormigón y el acero del refuerzo y se especifican formulaciones que aparecen en distinta normativa para tener en cuenta su efecto en el cálculo.

2.3.3 Comportamiento del acero.

Cuando el acero aparece en las estructuras de hormigón armado, normalmente lo hace para soportar las tensiones de tracción que pueden aparecer, y por ello su utilización como armadura es imprescindible en el caso de elementos estructurales sometidos a tracción o flexión.

Sin embargo en el caso que nos ocupa, los perfiles laminados de acero se colocan en la parte externa del soporte de hormigón con la finalidad de aumentar la resistencia a compresión del mismo y por lo tanto trabajaran fundamentalmente a compresión.

Pero como veremos en siguientes capítulos, al iniciar la carga del soporte reforzado y debido a la fuerza de compresión, el hormigón empezará a deformarse lateralmente lo que introducirá en el acero del refuerzo tensiones horizontales además de la tensión de compresión.

- **Mecanismos de rotura en el acero.**

El acero es utilizado en la construcción por sus buenas resistencias mecánicas, tanto a compresión como a tracción, así como por su buena ductilidad. Además se puede decir que su curva tensión deformación se comporta de manera lineal hasta la tensión correspondiente a su límite elástico (f_y), dónde tras plastificar es capaz de soportar tensiones superiores hasta a alcanzar la de rotura (Fig. 15).

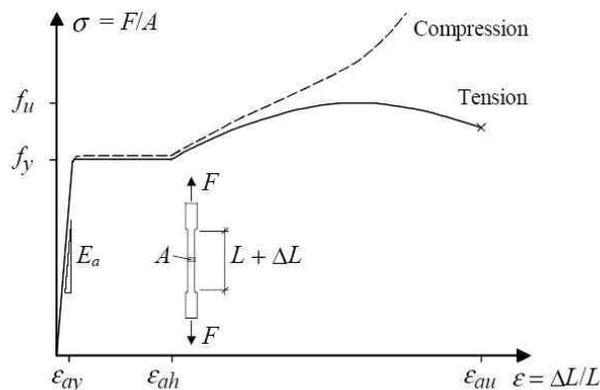


Figura. 15. Diagrama tensión-deformación de un acero.

Las características de calidad del acero utilizado en construcción, normalmente se obtienen de ensayos de resistencia a tracción, pero se consideran también validos para el caso de acero a compresión, con la diferencia que al someter a un acero a compresión no tiene realmente una tensión última de rotura. Lo que ocurre es que al someter al acero a compresión (normalmente este material en construcción tiene secciones pequeñas) aparecen fenómenos de inestabilidad, como pandeo que hacen que se reduzca la resistencia a compresión. En la zona en la que se

produce la rotura del acero aparece una variación de la sección. Normalmente cuando sometemos al acero a una tracción, la sección se reduce, y al someterlo a compresión aumenta.

En el caso que nos ocupa ya se ha comentado que el acero laminado estará sometido principalmente y durante todo el ensayo a compresión centrada, pero además, debido al confinamiento que ejerce sobre el hormigón a partir de una cierta deformación lateral de este, empezará a “empujar” lateralmente al acero del refuerzo. Podremos conocer las tensiones (en el rango elástico) en las dos direcciones principales a partir de las deformaciones utilizando la ley de Hooke generalizada:

$$\sigma_1 = \frac{E_a}{1-\nu_a^2}(\varepsilon_1 + \nu_a \varepsilon_2) \quad [2.5]$$

$$\sigma_2 = \frac{E_a}{1-\nu_a^2}(\varepsilon_2 + \nu_a \varepsilon_1) \quad [2.6]$$

siendo E_a el módulo de Young y ν_a el módulo de Poisson, en el tramo elástico.

2.3.4 Interacción entre soporte original y acero del refuerzo

La finalidad de la realización del refuerzo en el pilar de hormigón armado es mejorar la resistencia a compresión del elemento estructural sin disminuir su ductilidad.

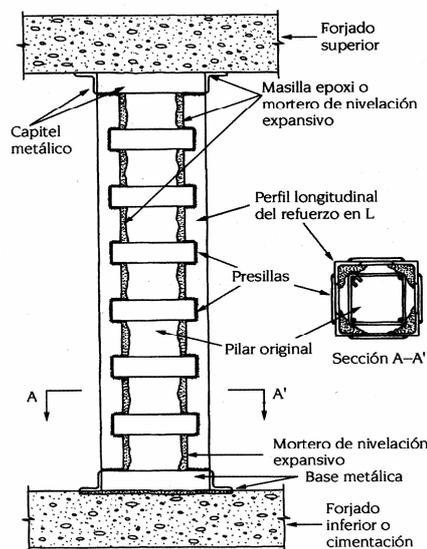


Fig. 16. Pilar reforzado con angulares metálicos empresillados. En la sección A-A se comprueba el confinamiento del soporte original a la vez del incremento de sección (Regalado1999).

Este incremento de resistencia se va a conseguir por dos mecanismos diferentes. En primer lugar el acero laminado como material de construcción es capaz de soportar elevadas

tensiones de compresión por lo que “ayudará” al hormigón al liberarle de parte de carga, y por otra parte, el refuerzo introducirá esfuerzos de confinamiento (tensiones laterales), lo que provocará un aumento de la resistencia a compresión del mismo.

Ahora queda conocer cómo se va a realizar la transferencia de cargas entre acero y hormigón y si es posible (descargando la estructura previamente a la realización del refuerzo y colocando un capitel en la zona de unión soporte-viga) conseguir que el perfil laminado entre en carga inmediatamente.

Distintos autores han estudiado el tema (Ramírez y Bárcena, 1977; del Río, 1987; Regalado, 1999) y han concluido que la tensión que llega al acero lo hace principalmente por dos mecanismos:

- Transmisión directa del axil a través de la cabeza del soporte
- Transmisión de cargas en toda la zona de contacto (angulares y presillas) de acero-hormigón

Se van a revisar a continuación.

- ***Transmisión directa del axil, a través de la cabeza del soporte.***

El tipo de refuerzo estudiado, consiste en cuatro perfiles de acero laminado adheridos (con resina epoxídica o mortero de cemento) a las esquinas del pilar a reforzar y unidos mediante presillas metálicas soldadas. Es habitual en las obras realizadas con este tipo de refuerzo, que se favorezca la transmisión directa del axil que debe soportar el pilar, al elemento de refuerzo. Esta ayuda se consigue con la elaboración de un capitel en la parte superior e inferior del refuerzo, con el objetivo de compatibilizar parcialmente las deformaciones en cabeza de soporte original y refuerzo, provocando cierta entrada en carga de éste último (Río y Ortiz, 1991).

Alfonso del Río, en su tesis doctoral (del Río 1987), insiste especialmente en la necesidad de efectuar una adecuada concepción del capitel, dotando al mismo de una rigidez suficiente que permita compatibilizar deformaciones en cabeza del soporte original y el refuerzo.

Aparte de las fuentes citadas, no se han encontrado publicaciones en las que aparezca cuantificada la carga que se puede transmitir directamente a través de este elemento. Por otra parte cabe resaltar y recordar que el estudio que nos ocupa se ha limitado a investigar el comportamiento de soportes de hormigón armado reforzados sometidos a esfuerzos de compresión simple. En el caso en que aparezcan otro tipo de esfuerzos la forma de funcionamiento del capitel, así como su diseño, puede variar notablemente.

En caso de prescindir de este elemento, la transmisión de esfuerzos al acero del refuerzo se realizará a lo largo de la longitud del pilar original, por esfuerzo rasante. También se logrará

incrementar la resistencia a compresión del soporte por el efecto de confinamiento que introducen las presillas.

- ***Transmisión por rasante en la zona de contacto acero-hormigón.***

Un mecanismo que tiene mucha importancia para la entrada en carga del refuerzo, es la transmisión de los esfuerzos a través de la interfaz entre el hormigón del pilar original y el acero del refuerzo. Entre estos dos materiales suele colocarse un adhesivo que en la mayoría de ensayos es mortero de cemento y en otros mortero epoxídico. Los mecanismos de transferencia por rasante entre el hormigón y acero serán la adherencia y la fricción de estos dos materiales con el mortero. Al ser el mortero de cemento y el hormigón materiales de la misma naturaleza, presuponemos (posteriormente se ha comprobado experimentalmente) que no habrá deslizamiento entre el hormigón y el mortero, y consideraremos la unión entre estos dos materiales totalmente solidaria.

El fallo más habitual de este tipo de refuerzo es por rotura del hormigón, y cuando esta se produce, es decir, cuando el hormigón empieza a fisurar se observa una disminución de la efectividad del adhesivo, lo que provoca que no todo el refuerzo entre en carga (no se han podido transmitir los esfuerzos desde el hormigón a los angulares). Algunos autores han estimado que el mecanismo de transmisión de cargas por adherencia sólo tienen lugar hasta que el deslizamiento alcanza 0.01 mm. (Kennedy 1984). En este mecanismo también puede introducir variaciones la aparición de fisuras por retracción del mortero de cemento.

Tras una búsqueda exhaustiva de la bibliografía disponible hasta la fecha se observa que la cuestión de la transmisión de esfuerzos entre el elemento original (de hormigón armado) y el refuerzo (perfil metálico) a través de la interfase (de mortero de cemento o más habitualmente de morteros compuestas por resinas epoxídicas) está ampliamente estudiada en el caso de elementos sometidos a flexión (vigas) (Van Gemert 1980, Fernández 1985, Tanaka 1996, Hiroyuki y Wu 1997, Maeda et al 1997, Tājsten 1994, Chen and Teng 2001, etc.) pero de manera insuficiente en soportes.

En el año 1987 aparece un modelo teórico de comportamiento en la tesis doctoral de Alfonso del Río “Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación”, y más recientemente ha aparecido una publicación (Uy 2002) que, aunque trata sobre soportes de hormigón reforzados con chapas metálicas, su filosofía es diferente al tema que nos ocupa, ya que se trata de chapas adheridas ocupando toda la superficie del pilar.

En cualquier caso los valores de coeficiente de fricción entre acero y hormigón para elementos de hormigón reforzados sometidos a compresión se han obtenido por medio de otros ensayos, siendo el más habitual el Push-pull. En el año 1990 Baltay y Gjelsvik obtuvieron con este ensayo el valor de $\mu = 0.47$ como coeficiente de fricción y también llegaron a la conclusión de que en algunos ensayos en los que la presión lateral era alta, aparecían tensiones cortante elevadas sin deslizamiento significativo entre los dos materiales.

Posteriormente en 1994 Olofsson y M. Holmgren estimaron el coeficiente de fricción entre acero y hormigón como la constante $\mu=0,59$ en ensayos realizados introduciendo un cilindro de acero en el interior de un cilindro de hormigón y sometiéndolo a un giro acompañado de un esfuerzo axial.

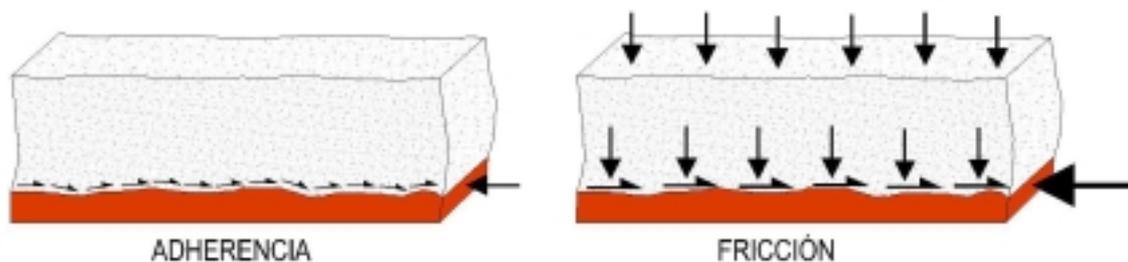


Fig. 17. Mecanismos de transferencia de cortante, entre acero-mortero-hormigón (Johansson 2002).

Se puede decir que en la actualidad no se ha llegado a un valor unánime del coeficiente de fricción por la cantidad de factores que intervienen en el mecanismo, como (Johansson 2002):

- Forma y dimensión de la sección compuesta hormigón-acero.
- Longitud de la interfase hormigón- acero.
- Esbeltez de la probeta.
- Centrado de la carga.

Hay que tener en cuenta que todo lo anterior es válido en los casos en que al aplicar cargas sobre el elemento reforzado, el hormigón sea el que las recibe en primer lugar y las transfiere al acero del refuerzo. En caso contrario, es decir que al aplicar las cargas sobre el elemento reforzado sean los elementos metálicos los que las reciban en primer lugar, no se producirá la transferencia de cargas y el refuerzo actuará de manera independiente como si fuera una jaula vacía (Johansson 2002).

- ***Efecto del confinamiento introducido por el refuerzo.***

Tal y como se comenta en el apartado 2.3.2 del presente capítulo, se puede decir que al reforzar un soporte de hormigón armado con angulares y presillas metálicas, se está introduciendo un confinamiento lateral pasivo en el pilar original, que provocará un aumento significativo en la resistencia a compresión del hormigón (por encima de la esperada), así como una mejora notable de su ductilidad (Richard et al 1928, Ahmad and Shah 1982, Mander et al. 1988)

En los elementos de hormigón armado estructurales sometidos a compresión la finalidad de las armaduras que se colocan, especialmente los estribos, es mejorar la ductilidad del

elemento y apenas intervienen en la resistencia a compresión del elemento por capacidad resistente de la sección. La manera de funcionar de estos estribos de la armadura del soporte de hormigón es introduciendo una presión de confinamiento cuando se produce la deformación lateral del hormigón sometido a compresión. Con el incremento de la carga, la expansión del hormigón aumenta, aumentando a su vez la tensión de confinamiento. Este confinamiento retrasa los daños en la microestructura y evita que el hormigón se fisure y rompa de manera frágil. Por lo que se puede afirmar que el hormigón confinado mejorará su resistencia a compresión y su ductilidad.

Pues bien, el efecto del tipo de refuerzo que ocupa el presente trabajo en el confinamiento del soporte de hormigón original, es similar a confinamiento pasivo inducido por los estribos.

La tensión lateral de confinamiento ha sido muy estudiada para el caso de tener elementos de sección circular confinados con láminas continuas (chapas) de materiales compuestos (fibra de carbono, materiales plásticos, etc.). En estos casos, tal y como se muestra en la figura 18, el hormigón es sometido a un confinamiento uniforme, y la chaqueta de material compuesto somete al hormigón a una máxima presión de confinamiento función del diámetro del soporte de hormigón y de las características del material compuesto (resistencia a tracción y espesor). Esta presión de confinamiento se puede escribir:

$$\sigma_{lat} = \frac{2 \cdot f_{frp} \cdot t_{frp}}{d} = \frac{\rho_{frp} \cdot f_{frp}}{2} \quad [2.7]$$

donde;

σ_{lat} , tensión de confinamiento lateral.

f_{frp} , resistencia a tracción de la lámina de material compuesto en la dirección de los estribos.

t_{frp} , espesor de la lámina de material compuesto.

d , diámetro del hormigón confinado.

ρ_{frp} , radio volumétrico de la lámina de material compuesto según la siguiente

fórmula,
$$\rho_{frp} = \frac{\pi \cdot d \cdot t_{frp}}{\pi \cdot d^2 / 4} = \frac{4 \cdot t_{frp}}{d}$$

En este tipo de pilares reforzados, la rotura se alcanzará al llegar a la máxima tensión de tracción que puede soportar la lamina de material compuesto (Lam and Teng 2001).

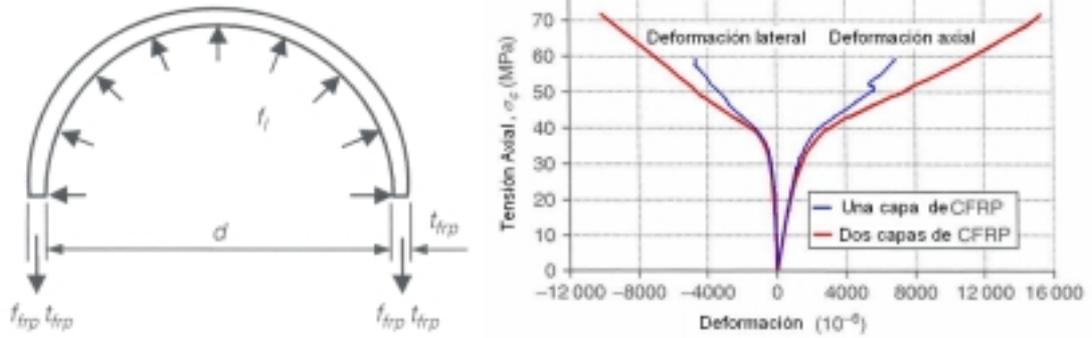


Figura 18. Efecto del confinamiento pasivo en un soporte de sección circular (Teng J.G. et al. 2001).

En el caso de los pilares de sección cuadrada o rectangular, la efectividad del confinamiento es mucho mas reducida que en soportes circulares (Mirmiran et al. 1998). Esto es debido a su forma, y por ello la presión de confinamiento no se distribuye uniformemente en toda la sección y el volumen de hormigón que es eficazmente confinado es menor del que está en contacto con el acero del refuerzo. De acuerdo con Cusson y Paultre (1995) y Mander et al (1998), el hormigón confinado puede representarse como la figura 19.

Estudios realizados para el caso de acero que confina a hormigón (Mander et al., 1998, Cusson and Paultre 1995) suponen que en pilares de sección cuadrada o rectangular el hormigón confinado es el área sombreada en la figura 19, mientras que en el resto de la sección el confinamiento es despreciable.

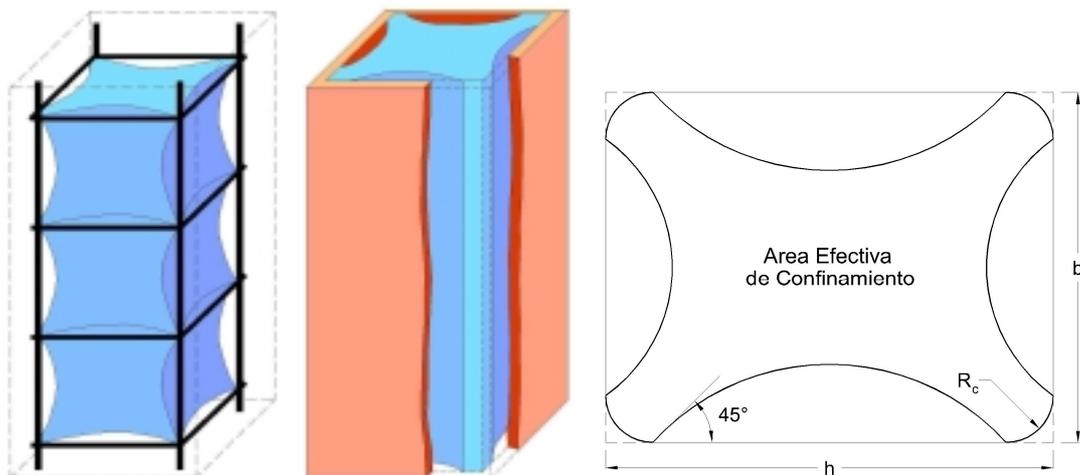


Figura 19. Efecto del confinamiento pasivo introducido por el refuerzo (Mander et al., 1988; Cusson and Paultre, 1995; Johannson 2002).

En términos de sección completa, se puede definir la presión de confinamiento efectiva (σ'_l) como función de la forma de la sección mediante un coeficiente que se denominará factor de forma (k_s). En el caso de pilares cilíndricos reforzados con una chapa continua de cualquier material resistente, este valor sería 1.

$$\sigma'_l = k_s \cdot \sigma_{lat} \quad [2.8]$$

A partir de la figura 19, Restrepo and de Vino (1996), Harries et al. (1998) and Chaallal and Shahawy (2000) obtuvieron el factor de forma (k_s) para pilares rectangulares con esquinas redondeadas reforzados con chapas continuas de FRP, como el cociente entre el área efectiva de confinamiento (A_e) y el área total confinada por la chaqueta de FRP (A_c) como:

$$k_s = \frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - [(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2] / (3A_g) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad [2.9]$$

dónde A_g es el área bruta del pilar con las esquinas redondeadas, ρ_{sc} el área del acero longitudinal utilizado como armadura y R_c el radio de esquina. La redondez de las esquinas estará limitada por la presencia de armaduras en el pilar, por esta razón el valor de R_c suele ser pequeño.

Mirmiran et al. (1998), definieron el factor de forma para el mismo caso (pilares rectangulares con esquinas redondeadas reforzados con chapas continuas de FRP) como:

$$k_s = \frac{2R_c}{h} \quad [2.10]$$

Para el caso de soportes de sección cuadrada o rectangular reforzados con angulares y presillas metálicas, este coeficiente ha sido cuantificado, obteniéndose valores entre 0.33 y 0.50 (Calavera 1999, Regalado 1999). Los autores citados proponen dichos valores en función de la experiencia y de la relación existente entre la sección del soporte y el área efectiva de confinamiento.

Por otra parte también hay que tener en cuenta que al realizar un refuerzo mediante angulares y presillas metálicas el efecto del confinamiento del acero del refuerzo sobre el hormigón no es continuo a lo largo de toda su longitud (como ocurre en la figura 19), por lo que habrá que tener en cuenta la distancia entre presillas al evaluar el confinamiento del soporte.

Saadatmanesh et al. (1994) propusieron tener en cuenta este efecto a través del coeficiente k_g que evaluaron del siguiente modo para el caso de utilizar láminas de materiales compuesto en lugar de acero y de tener pilares cilíndricos de hormigón:

$$k_g = \frac{(1 - s_{frp} / (2d)^2)^2}{1 - \rho_{sca}} \quad [2.11]$$

dónde, s_{frp} , distancia vertical entre láminas de material compuesto (entre presillas en el caso que nos ocupa).

ρ_{sca} , cociente entre la sección del acero de la armadura y la sección bruta del pilar de hormigón.

d, diámetro de la sección circular del pilar de hormigón

en el caso de soportes rectangulares reforzados con angulares y presillas metálicas, este coeficiente (F. Regalado, 1999) se ha estimado como:

$$k_g = \left[1 - \frac{s_t}{2 \cdot a} \right]^2 \quad [2.12]$$

siendo

a: Lado menor del pilar

s_t : Separación entre presillas

y cuando se cumpla que:

$$s_t \leq \frac{a}{5} \quad s_t \leq 10 \text{ cm.}$$

Manipulando las expresiones que recomiendan F. Regalado (1999) y P. Jiménez (2000) para evaluar el incremento de resistencia debida al confinamiento, se puede estimar el valor del parámetro k_{sl} en función de la esbeltez geométrica de la siguiente manera:

Para $\lambda_g < 5$ se tiene $k_{sl} = 1$

Si $5 < \lambda_g < 10$, entonces $0 < k_{sl} < 1$

Así, considerando estos efectos (factor de forma k_s , factor de separación entre presillas k_g y factor de esbeltez k_{sl}) la tensión lateral de confinamiento efectiva (σ'_e) que se impone a un pilar de hormigón armado al reforzarlo con angulares y presillas metálicas como:

$$\sigma'_l = \sigma_{lat} \cdot k_s \cdot k_g \cdot k_{sl} \quad [2.13]$$

Con todo ello se puede establecer como la resistencia del hormigón confinado de la siguiente manera:

$$f_{cc} = f_{co} + k \cdot K \cdot \sigma_l = f_{co} + k \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_{sl} \cdot \sigma_l \quad [2.14]$$

siendo k un factor que varía de 2 a 5 según autores (ver apartado 2.3.1), siendo el valor más habitual 4,1 (Richard et al. 1929)

Recapitulando se puede concluir que en caso de soportes cuadrados o rectangulares de hormigón armado reforzados con angulares metálicos empresillados, existen diversos factores que influyen en la eficacia del confinamiento, siendo posible considerar los mismos multiplicando el valor de la tensión de confinamiento, por una serie de factores k_g , k_s y k_{sl} :

- k_g

Con este parámetro se tiene en cuenta la separación entre los elementos transversales que confinan el pilar existente, en este caso las presillas del refuerzo. Se ha estimado su valor para el caso de pilares cilíndricos y reforzados con materiales compuestos según la fórmula [2.11], y para pilares rectangulares reforzados con angulares y presillas metálicas según [2.12].

En función del método empleado para el cálculo de la tensión límite de confinamiento será necesaria su utilización o no, ya que en muchos casos la separación entre presillas se tiene en cuenta al obtener σ_{lat} , cómo en la ecuación [2.13].

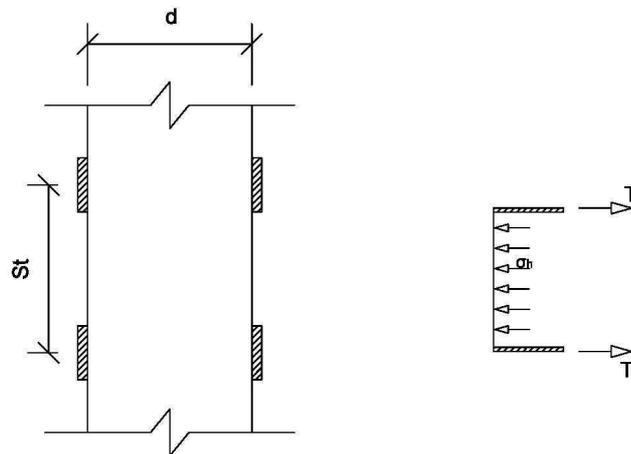
- k_s

Sería el factor de forma y tiene por objeto cuantificar la eficacia del confinamiento. Ya se ha explicado anteriormente que en el caso de pilares cilíndricos su valor es la unidad, ya que al confinar soportes con esta sección, toda el área de hormigón queda zunchada (figura 18), pero esto no es así en el caso de pilares cuadrados o rectangulares (figura 19), dónde el valor de k_s oscilará entre 0.33 (Calavera 1999) y 0.50 (Regalado 1999).

- k_{sl}

El último parámetro a tener en cuenta al considerar la eficacia del confinamiento es el debido a la esbeltez geométrica del pilar (λ_g). Si λ_g es mayor que 10 no se considerará la mejora de resistencia que estamos evaluando. Si es inferior a 5 se considera $k_{sl} = 1$, interpolándose entre estos dos valores para esbelteces intermedias.

Por otro lado puede evaluarse la máxima tensión de confinamiento que es capaz de ejercer un empresillado a partir del equilibrio de las fuerzas que afectan a una porción de sólido. Estas ecuaciones se corresponden plenamente con las que consideran Hadi y Li (2004) en sus investigaciones experimentales, y que ya habían sido previamente presentadas por Samaan, Mirmirian y Shahawy (1998) en el estudio de pilares confinados por fibras de carbono.



$$T = 2 \cdot A_{str} \cdot f_y$$

$$b \cdot s_t \cdot \sigma_{lat} = 2 \cdot f_y \cdot A_{str}$$

Figura. 20. Equilibrio de fuerzas en el pilar empesillado.

Obteniéndose:

$$\sigma_{lat} = \frac{2 \cdot f_y \cdot A_{str}}{b \cdot s_t}, \quad [2.15]$$

siendo

σ_{lat} : Tensión lateral de confinamiento.

f_y : Límite elástico del acero empleado

A_{str} : Área de la presilla

b : Lado del pilar

s_t : Separación entre presillas

2.4 Diseño y construcción de refuerzos con angulares metálicos empresillados.

Cómo ya se ha visto en el apartado 2.2.3 del presente capítulo, el refuerzo de soportes de hormigón armado con angulares metálicos empresillados es uno de los métodos más antiguos que se utilizan.

A pesar de existir investigaciones sobre estos elementos desde el año 1975, no se ha llegado a definir métodos y recomendaciones de cálculo fiables y que hayan sido verificados experimentalmente.

Uno de los primeros investigadores que ofrecieron recomendaciones de ejecución a la hora de abordar el refuerzo de pilares con angulares y presillas metálicas fue Fernández Canovas (1994) que ya advertía de la gran dependencia entre la eficacia del refuerzo con la forma de ejecución del mismo.

Este autor en ausencia de garantías que le permitieran comprobar el trabajo conjunto del soporte de hormigón original y el empresillado que forma el refuerzo, recomienda proyectarlo con la sección suficiente de acero del refuerzo capaz de absorber la totalidad de los esfuerzos verticales que se transmiten a través del pilar.

Fernández Canovas (1994) basándose en los resultados obtenidos en los ensayos de Ramírez y Bárcena (1975, 1977) remarca la importancia de la unión de los capiteles y bases, suficientemente rígidas, de los pilares a las superficies del hormigón para conseguir un buen reparto de cargas entre el refuerzo y el núcleo de hormigón. Además señalaba las ventajas técnicas del refuerzo bien realizado, al proporcionar confinamiento al hormigón existente debido a la compresión transversal creada por el efecto zuncho del refuerzo que aprieta al pilar, y la fricción entre el refuerzo y el núcleo provocando una transmisión de cargas por rozamiento.

En el año 1999 F. Regalado en su libro “Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación” propone calcular el axil último capaz de soportar el pilar reforzado como si de una estructura mixta (Eurocódigo nº4) sometida a esfuerzos de compresión simple se tratara según:

$$N_F = 0,85 \cdot a \cdot b \frac{f_c}{\gamma_c} + A_{s1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{s1}} + 4 \cdot A_{s2} \cdot \frac{f_s}{\gamma_{s2}} \quad [2.16]$$

siendo,

a, b	dimensiones de la sección del pilar de hormigón original
f_c, f_{yk}, f_s	resistencia característica del hormigón, el acero de las armaduras y el acero del refuerzo respectivamente.

A_{s1}, A_{s2}	sección de las armaduras del hormigón y del perfil metálico del refuerzo adherido a las esquinas del soporte a reforzar.
$\gamma_c, \gamma_{s1}, \gamma_{s2}$	coeficientes de seguridad del hormigón, acero de las armaduras y acero del refuerzo.

El autor posteriormente corrige el valor de N_F , suponiendo que en el caso de soportes reforzados se puede considerar que alcanza el 60% de su valor.

En el año 2001, L. Cirtek publicó varios artículos en los que muestra el resultado de los ensayos sobre 39 pilares de 300x300x1500 mm. reforzados en algunos casos con angulares y presillas metálicas (fully banded), y en otros únicamente con presillas rodeando al soporte en algunas secciones de su longitud (partially banded). En ningún caso somete al pilar de hormigón original a deformaciones antes de reforzarlo.

En su trabajo ya concluye que la restricción de deformación lateral del hormigón impuesto por el acero del refuerzo, genera un estado triaxial de tensiones al someter al soporte a cargas de compresión que incrementa de manera notable la resistencia del mismo.

En los trabajos publicados hasta la fecha por este autor, para simular la continuidad del tramo de pilar, suelda las armaduras del pilar de hormigón en sus extremos a dos placas metálicas a través de las que se va a proceder a cargar al soporte. La unión de los elementos metálicos al hormigón se consigue con la utilización de mortero de cemento. Para garantizar la entrada en funcionamiento del zunchado que proporcionan las presillas, las calienta durante su colocación para que al contraerse al enfriarse presionen al hormigón.

Una vez analizados el resultado de los ensayos el autor (Cirtek L., 2001) enuncia las condiciones que deben cumplirse para incrementar la resistencia de pilares de hormigón armado reforzados con esta técnica. Por una parte las condiciones que debe presentar el soporte de hormigón así como las condiciones de carga del mismo serán:

- El hormigón no debe presentar ninguna señal de fallo a compresión.
- Los pilares reforzados son de sección cuadrada o rectangular y la relación entre sus lados debe ser mayor o igual a 0,5.
- La calidad del hormigón debe encontrarse entre C12/15 y C25/30 según la nomenclatura del Código Modelo (Código Modelo, 1990).
- El radio de esbeltez debe cumplir que: $l_0/i_{c, \min} < 35,00$, siendo l_0 la longitud efectiva del pilar de hormigón según el Eurocódigo nº2 (1992), y $i_{c, \min}$ el radio de inercia de la sección del soporte.
- La excentricidad total (e_{total} , según ENV 1992-1-1) de la aplicación de la carga a compresión, debe ser menor que la excentricidad límite según la figura 21.

- Para alcanzar la mayor eficacia posible con este tipo de refuerzo, las estructuras deben ser descargadas durante la operación de empesillado de las mismas.

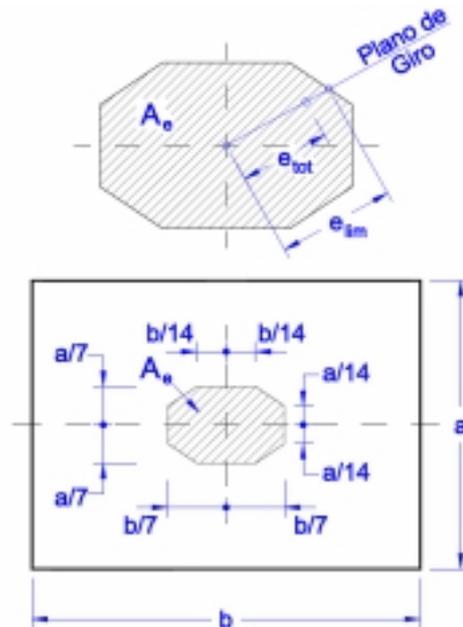


Figura 21. Área dónde se pueden aplicar cargas para que la formulación de Cirtek sea válida.
(Cirtek L., 2001)

Y las condiciones que deben cumplir los angulares y presillas que conforman el refuerzo:

- La resistencia característica de los angulares de acero será de 210 MPa y de las presillas 210 ó 240 MPa en función de la resistencia del hormigón.
- Los angulares de acero serán cuadrados, siendo las mínimas dimensiones permitidas L50x50x5.
- Las características de las presillas dependerán de las dimensiones del soporte de hormigón a reforzar, con la utilización del coeficiente $\beta = 0,5 \cdot (a + b)$.
 - Distancia entre presillas s_t ; $0,40\beta \leq s_t \leq 0,75\beta$
 - Área de las presillas A_{str} ; $A_{str} \geq 0,004\beta^2$
 - El grosor del acero de la presilla deber ser igual o inferior al del angular.

Con todo esto el autor cuantifica el incremento de axil proporcionado por el empesillado al soporte de hormigón, como:

$$\Delta N_{Rd,b} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{co} \cdot \alpha \cdot (\phi_c - 1) \quad [2.17]$$

donde,

A_c, f_{co} la sección y la resistencia del pilar de hormigón.

α el coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón, según el Eurocódigo nº2 (entre 0,80 y 0,85).

Φ_c es el factor de cargas de los soportes reforzados según [2.18], siendo $\Phi_c \leq 1,65$.

Este factor dependerá de la separación de las presillas (coeficiente Φ_{ar}), de la calidad del hormigón (Ψ_C), de la forma de la sección del pilar (Ψ_{ab}), del tamaño de la sección del soporte (Ψ_a), de la carga a que está sometido el hormigón previamente al empresillado (Ψ_N) y del tamaño máximo del árido que contiene el hormigón (Ψ_{dg}).

$$\phi_c = \phi_{ar} \cdot \Psi_C \cdot \Psi_{ab} \cdot \Psi_a \cdot \Psi_N \cdot \Psi_{dg} \quad [2.18]$$

Con todo esto L. Cirtek (2001) asegura que con esta técnica de refuerzo de pilares, se puede conseguir aumentar la capacidad de carga de los soportes de hormigón en un 55%.

Más adelante, en el capítulo 4, se aplicará esta formulación a los pilares ensayados en el presente trabajo de investigación y se observará que, para los refuerzos realizados, se puede calificar como de conservadora.

2.5 Conclusiones.

Tras la revisión bibliográfica queda claro que está plenamente justificado iniciar una investigación experimental sobre soportes de hormigón armado con angulares y presillas metálicas, ya que a pesar de su gran utilización, es grande el desconocimiento acerca de cómo funciona este tipo de refuerzo.

En general las principales carencias encontradas en los estudios experimentales llevados a cabo hasta la fecha son:

- Los elementos no se han ensayado a escala real, siendo muy difícil la extrapolación a resultados válidos.
- En muy pocos ensayos se considera el historial de carga previo a la realización del refuerzo. Los elementos se refuerzan sin presentar ninguna deformación.
- En algunos casos los refuerzos planteados son inviables en obra por su gran elaboración o su coste.

Además, pese a que algunos autores apuntan los componentes que intervienen en el comportamiento del refuerzo, únicamente L Cirttek (2001) los integra para proponer un método completo que evalúe su comportamiento mecánico. Aún así y tal como se verá en capítulos posteriores la formulación propuesta por este autor es excesivamente conservadora.

En publicaciones recientes como “Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing” (Wu et al., 2006) donde se revisa este tipo de refuerzo pero orientado a la mejora del comportamiento frente a sismo, también se afirma que en el caso de soportes rectangulares o cuadrados reforzados con elementos metálicos es muy difícil cuantificar el incremento de resistencia que proporcionan, debido a la complejidad del problema y a todos los factores que influyen en el comportamiento del elemento reforzado. Los autores concluyen que el modo en que se ejecuta el refuerzo en obra, así como la unión entre el hormigón y el refuerzo metálico son factores críticos en el comportamiento del mismo.

Por ello tras el análisis de los mecanismos de transferencia de cargas y los elementos que provocan el aumento de resistencia a compresión del elemento reforzado que a priori parecen tener influencia en su comportamiento, se plantea el trabajo experimental descrito en el próximo capítulo. En todo momento se tendrá en cuenta que el trabajo desarrollado en el laboratorio debe ser fácilmente trasladable a condiciones reales de obra.

En el presente trabajo se cuantificará el efecto de las variables que influyen en el comportamiento de los soportes reforzados, llegando a formular recomendaciones en la ejecución de las reparaciones estructurales y estimaciones de la cantidad de refuerzo necesario.

CAPITULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se presenta el programa de investigación experimental. En él se describe tanto los ensayos de caracterización de los materiales utilizados como los ensayos realizados en los pilares de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas a escala real.

3 Programa Experimental

En este capítulo se presenta el programa de investigación experimental. En él se describe tanto los ensayos de caracterización de los materiales utilizados como los ensayos realizados en los pilares de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas a escala real.

El capítulo se inicia con la descripción metodológica del programa experimental diseñado, planteando sus objetivos y las condiciones y variables que se ha tenido en cuenta en su formulación.

Consecutivamente se describen las características geométricas y de los materiales empleados durante los experimentos, tanto del soporte de hormigón armado original como del acero utilizado en el refuerzo.

El siguiente paso es justificar y definir aquellas características del diseño del refuerzo que se han hecho variar para observar su influencia en el comportamiento del refuerzo:

- Estado de carga del soporte en el momento de refuerzo
- Capitel en el entronque del soporte con otros elementos estructurales.
- Número y disposición de presillas
- Tipo de adhesivo que une el pilar de hormigón con el acero del refuerzo

Una vez expuestas las variables a tener en cuenta, se pasa a describir los ensayos realizados en las dos fases en las que se ha dividido el programa experimental.

Además se describirá el pórtico metálico en el que han tenido lugar los ensayos de los soportes de hormigón, la instrumentación utilizada durante toda la fase experimental, así como los diferentes modos de transmisión y mantenimiento de carga empleados.

Todos los equipos y sistemas de adquisición de datos utilizados fueron facilitados por el Laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia.

3.1 Descripción metodológica.

El objetivo del programa experimental es observar como se comporta estructuralmente un tramo de soporte de hormigón armado, sometido a compresión simple, que ha necesitado ser reforzado. Es decir, se pretende conocer como se realiza la transmisión de cargas entre el elemento original (soporte de hormigón armado) y el acero utilizado de refuerzo, así como la influencia de las distintas variables que intervienen en el proceso. Este estudio se centra en el comportamiento del tramo de pilar, quedando el estudio del comportamiento del nudo como una futura e inmediata línea de investigación a desarrollar.

Los condicionantes que se siguieron en el momento de diseñar el programa experimental con sus respectivas variables a ensayar fueron:

- Ante el desconocimiento generalizado del modo de funcionamiento de este tipo de refuerzo, se optó por ensayos a escala real con el objeto de no descuidar u olvidar ninguno de los efectos que tienen lugar cuando el soporte está en servicio.
- Todas las operaciones que se realizan sobre en el soporte para su refuerzo, tienen que ser fácilmente reproducibles en condiciones de obra.
- Los soportes de hormigón armado que van a ser reforzados, deben ser lo mas similares posibles a los que en realidad necesitan la reparación. Esto es, deben tener una baja resistencia a compresión y tener un historial de cargas y deformaciones previo.

Atendiendo al diseño de este tipo de refuerzo, se estima que en su funcionamiento pueden intervenir las siguientes variables: resistencia del hormigón del soporte original, tipo de angular, dimensiones y espesor de las presillas, número de presillas, método y material de unión entre los perfiles y las presillas con el hormigón, deformación y carga soportada por el pilar previo al refuerzo, efecto de descargar el soporte durante la ejecución del refuerzo o mantener la carga, la influencia de colocar un capitel metálico para mejorar la transmisión de cargas o no, el tipo de capitel, etc.

Ante la imposibilidad de plantear ensayos para estudiar todas estas variables, se escogieron aquellas cuya influencia sobre el refuerzo resultaba, a priori, menos conocida. El resto de variables se fijaron teniendo en cuenta el modo habitual con que se realizan estas reparaciones en obra.

Este planteamiento llevó al diseño de una primera fase experimental en que se fijaron los valores de:

- La resistencia del hormigón, $f_c = 12$ MPa y las dimensiones del tramo del soporte 2500x300x300 mm.
- El tipo de acero que constituía el refuerzo y sus dimensiones: acero S 275 JR, angular L.80.8 y cinco presillas de 270x160x8 mm.

- El grado de deformación y de carga que soporta el pilar previo a la ejecución del refuerzo: 65% de la carga de rotura.
- Tipo de adhesivo entre el acero del refuerzo y el soporte de hormigón armado: mortero de cemento

Y las variables de las que se va a estudiar su efecto:

- Influencia de mantener el soporte cargado o descargado mientras se realiza la operación de reparación.
- Influencia de la colocación de un capitel para mejorar la transmisión de cargas.

En esta primera fase se ensayaron 10 soportes de hormigón armado. Dos de ellos se llevaron a rotura sin reforzar, para conocer su carga máxima (Figura 22).



Figura 22. Pilares testigo antes y después de la rotura.

Tras estudiar los resultados obtenidos en la primera fase experimental, se planteó la segunda en la que se modificaron algunos de los valores fijos, introduciendo nuevas variables. En esta segunda fase los condicionantes comunes a todos los especímenes fueron:

- La resistencia del hormigón, $f_c = 8$ MPa y las dimensiones del tramo del soporte 2500x300x300 mm.
- El tipo de perfil laminado que constituía parte del refuerzo: L80.80
- El grado de deformación y de carga que soporta el pilar previo a la ejecución del refuerzo: 65% de la carga de rotura.

Y las variables de las que se ha estudiado su efecto:

- Influencia de mantener el soporte cargado o descargado mientras se realiza la operación de reparación.
- Influencia de la colocación de un capitel para mejorar la transmisión de cargas.
- Influencia del número, forma y disposición de las presillas: cinco o siete presillas (figura 23)
- Influencia del tipo de adhesivo utilizado para unir el hormigón y acero del refuerzo: mortero de cemento o mortero epoxídico.

En esta segunda fase se ha ensayado un total de 16 pilares, siendo dos de ellos los soportes testigo.

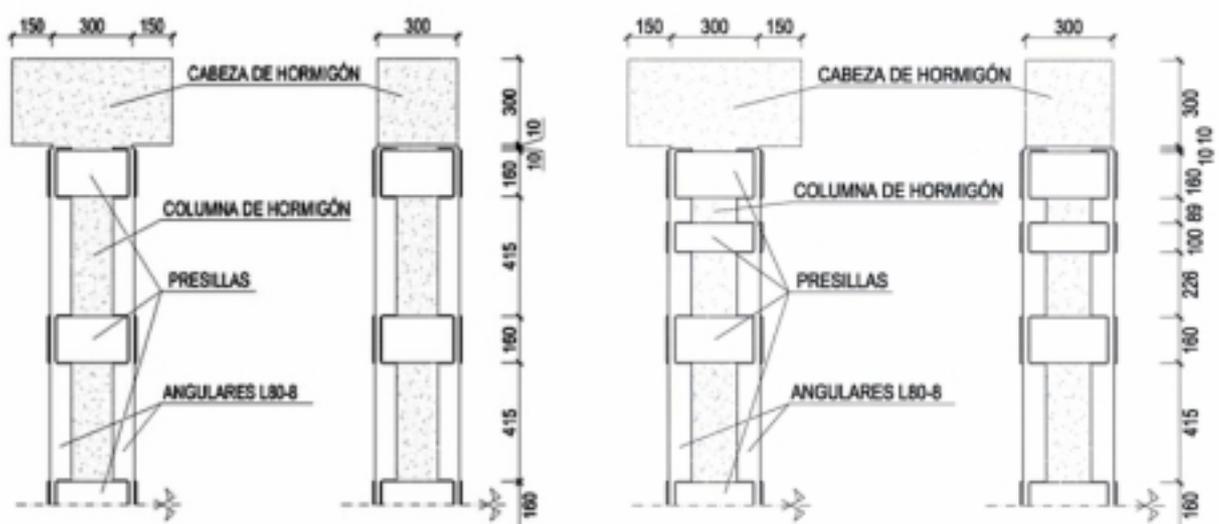


Figura 23. Pilares reforzados con cinco y siete presillas (cotas en mm.).

Estas dos fases que constituyen el programa experimental se llevaron a cabo separadas temporalmente 12 meses.

3.2 Características del elemento a ensayar.

En los ensayos se pretende simular las características de gran parte de los soportes que necesitan ser reforzados en la actualidad. Muchos de ellos forman parte de estructuras anteriores a la década de los 70 con hormigón de baja calidad, cuya resistencia, debido a una mala ejecución, se encuentra frecuentemente en torno a 10 MPa. Por ello se fabricaron soportes con hormigón en torno a 10 MPa de resistencia y con la armadura mínima recomendada por la normativa en vigor en la época (EH-68).

Los datos relativos a las resistencias de los hormigones empleados en los ensayos están recogidos en el anejo 1 del presente documento. Todos los cálculos justificativos de la cuantía de armadura y características del acero del refuerzo se presentan en el anejo 2.

3.2.1 Características del hormigón.

La fabricación del hormigón de los pilares de la primera fase de ensayos tuvo lugar en el laboratorio del Instituto ICITECH. Como se ha dicho anteriormente se pretendía simular las características de los soportes que en la actualidad necesitan ser reforzados y por ello se escogió una resistencia de 12 MPa.

Para la fabricación del hormigón se utilizó una auto-hormigonera modelo Mariner 25G. Cada soporte estaba formado por hormigón proveniente de una misma amasada. La dosificación de los componentes se realizó en peso controlando la humedad de la arena.



Figura 24. Fabricación del hormigón de la primera fase de ensayos.

Para la segunda fase de ensayos el hormigón fue suministrado por una planta de hormigón preparado. Ambas dosificaciones aparecen en la tabla 6.

En ambos casos el hormigón tuvo una consistencia blanda. Se tomaron probetas de hormigón cilíndricas de 15x30 cm., suficientes para controlar la resistencia del mismo a los 7 días, 28 días y en el día en que se procedía a la precarga del pilar de hormigón armado a ensayar. La conservación de las probetas fue en condiciones análogas a las de los soportes de hormigón fabricados.

<i>Dosificación del hormigón de la primera fase de ensayos</i>		<i>Dosificación del hormigón de la segunda fase de ensayos</i>	
<i>Grava 20/40</i>	<i>562 Kg/m³</i>	<i>Gravilla 10/25</i>	<i>875 Kg/m³</i>
<i>Gravilla 10/20</i>	<i>427 Kg/m³</i>	<i>Gravilla 6/12</i>	<i>225 Kg/m³</i>
<i>Gravilla 5/10</i>	<i>270 Kg/m³</i>	<i>Arena</i>	<i>950 Kg/m³</i>
<i>Arena</i>	<i>830 Kg/m³</i>	<i>Cem II 32.5</i>	<i>150 Kg/m³</i>
<i>Cem II 32.5</i>	<i>200 Kg/m³</i>	<i>Agua</i>	<i>177 l/m³</i>
<i>Agua</i>	<i>155 l/m³</i>		

Tabla 6. Dosificaciones del hormigón utilizado en los ensayos.

Se puede considerar una resistencia media del hormigón utilizado en la primera fase de ensayos de 12 MPa y de la segunda fase de 8,3 MPa.

Sobre las probetas cilíndricas también se realizaron ensayos para conocer su módulo de elasticidad, obteniendo un valor de 25.308 N/mm².

Los resultados obtenidos de la rotura de probetas de hormigón aparecen en el anejo 1 del presente documento.

3.2.2 Características de la armadura.

La armadura longitudinal de los pilares es de 4 barras de 12 mm. de diámetro de acero B400S en las esquinas, con estribos realizados con alambres B500T de 6 mm. de diámetro cada 18 cm. Para lograr la simulación completa del elemento a ensayar hubiera sido necesario utilizar barras de acero liso que era el empleado en España en los años 70, pero no fue posible conseguirlo por estar totalmente en desuso.

En las cabezas se ha incrementado de manera significativa el armado ya que su comportamiento no es objeto de estudio y su misión es ser lo suficientemente resistente para transmitir el axil suministrado por el gato hidráulico al tramo de pilar, de la misma forma en que el nudo pilar-viga transmite la carga del tramo superior de pilar al inferior.

3.2.3 Características geométricas del soporte a reforzar.

Para la elección de las características geométricas del soporte a reforzar, hubo que llegar a un compromiso teniendo en cuenta que se pretendían realizar ensayos a escala real, luego los soportes debían tener dimensiones similares a los que habitualmente se colocan en las estructuras. Pero además debía ser posible su manipulación y ensayo en el laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH).

Por ello se decidió realizar los ensayos situando al soporte horizontalmente, ya que el gálibo del laboratorio era insuficiente para realizarlos en vertical.

Teniendo en cuenta estas limitaciones se estableció que la longitud del tramo de pilar sería de 250 cm. y su sección de 30x30 cm. Además era necesario rematar el soporte en dos cabezas que simularan el entronque que tiene lugar en las estructuras, entre el pilar y otros elementos (vigas, forjados, cimentaciones, etc.). Las dimensiones de estas dos cabezas son 30x60 cm., por lo que el elemento a ensayar tiene una altura total de 310 cm.

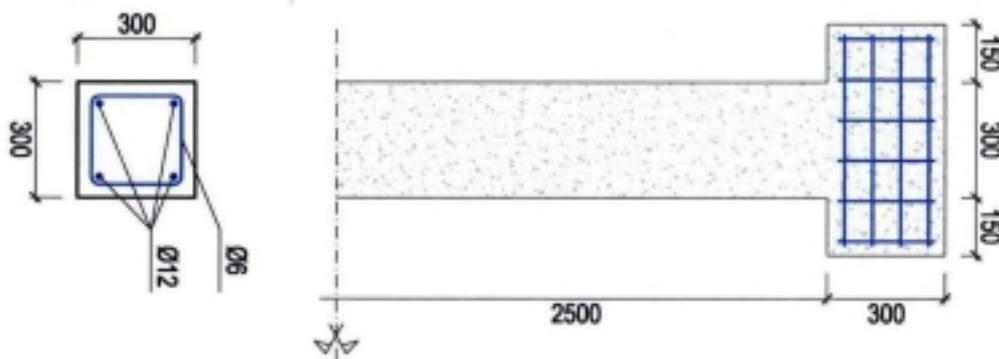


Figura 25. Dimensiones y características del pilar de hormigón armado.

3.2.4 Nivel de carga soportado en el momento del refuerzo.

En el capítulo anterior se ha hecho hincapié en el desconocimiento que existe en cuanto al modo de comportamiento de este tipo de elementos reforzados con angulares y presillas metálicas. Por ello en este estado inaugural de la investigación se decidió iniciar el estudio sometiendo a los soportes a esfuerzos de compresión centrada sobre elementos reforzados a escala real.

Además, una de las deficiencias que presentan los ensayos de este tipo de elementos realizados hasta la fecha, es que no tienen en cuenta el historial de carga que ha sufrido esa parte de la estructura en el momento de realizar el refuerzo (ver capítulo 2). Para solventar este inconveniente todos los pilares que posteriormente se reforzarían y ensayarían en el laboratorio, se sometieron a una precarga de aproximadamente el 65% del axil máximo de rotura (obtenida al ensayar los soportes testigo). La finalidad de esta precarga es simular en parte (no se carga durante el tiempo suficiente para que aparezcan efectos de fluencia) las deformaciones que hay en el elemento en el momento en que necesita ser reparado.

3.2.5 Características del acero del refuerzo.

Los pilares de hormigón armado se reforzaron con cuatro perfiles metálicos L80.80 adheridos en las esquinas con mortero de cemento o epoxídico y unidos con presillas de acero S 275 JR en todas las caras del soporte. Estas presillas estaban también adheridas al hormigón del pilar y unidas a los angulares mediante soldadura por hilo.

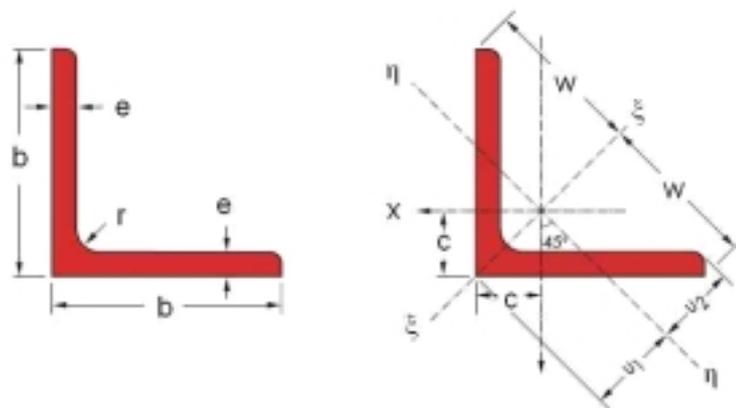


Figura 26. Sección del perfil L80.

L	Dimensiones (mm)			Sección A cm ²	Peso P kg/m	Posición de los ejes cm.				Referido a los ejes				
	b	e	r			c	w	u ₁	u ₂	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _ξ cm ⁴	I _η cm ⁴
80x8	80	8	10	12.3	9.63	2.26	5.66	3.19	2.82	72.2	12.6	2.43	115	29.9

Tabla 7. Características geométricas del perfil laminado L80.8.

Para conocer el módulo de elasticidad y la resistencia del conjunto formado por los cuatro angulares y sus presillas, se realizó una rotura a compresión de la “jaula” vacía, es decir, se

conformó el refuerzo sin que existiera pilar de hormigón y se sometió a esfuerzos de compresión simple con los resultados que aparecen a continuación.

La jaula se instrumentó con cuatro galgas extensométricas, colocadas en los angulares del tramo central, que midieron la deformación del acero.



Figura 27. Jaula formada por el acero del refuerzo en el ensayo para determinar su módulo de elasticidad.

La carga máxima alcanzada por la jaula fue de 1413 kN

Para calcular el módulo de elasticidad vamos a trabajar con los valores correspondientes a una carga de 834 kN;

$$\sigma = \frac{F}{A_r} = \frac{85000 \text{ Kg}}{4 \times 12,3 \text{ cm}^2} = 172,764 \text{ N/mm}^2,$$

Según el gráfico (fig. 27) a una tensión de 173 N/mm² le corresponde una deformación unitaria de 0,083%, luego

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{172,764}{0,830 \cdot 10^{-3}} = 208040,36 \text{ N/mm}^2$$

En todos los cálculos realizados a partir de los resultados experimentales se ha trabajado con este módulo de elasticidad del acero, E=208040 N/mm².

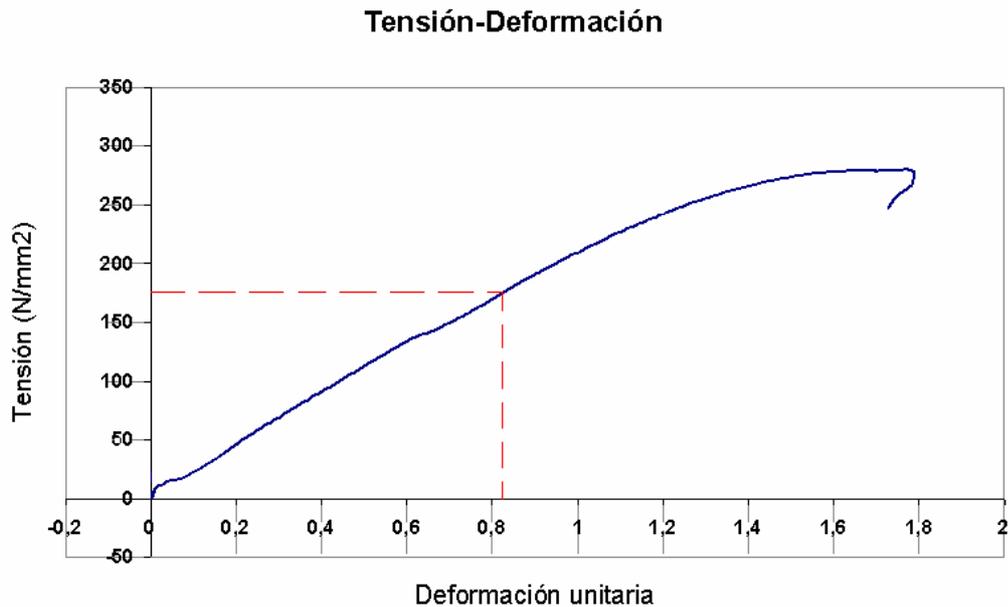


Figura 28. Curva Tensión-Deformación del acero que conforma el refuerzo.

3.3 Justificación de las variables a utilizar.

En el apartado anterior se han descrito las variables que se prefijaron antes de comenzar los ensayos y que han permanecido constantes a lo largo de toda la fase experimental. Es ahora el momento de definir las variables cuyo estudio es objeto del presente trabajo para ampliar el estado del conocimiento en relación con el comportamiento de un tramo de pilar de hormigón armado reforzado con perfiles y presillas metálicas.

3.3.1 Estado de carga del soporte de HA en el momento del refuerzo.

Como se ha comentado, todos los pilares que se van a someter a ensayo han soportado cargas importantes antes de proceder al refuerzo (en torno al 65% de la carga de rotura). La variable que se va a introducir es una cuestión que siempre aparece a la hora de ejecutar un refuerzo; ¿se mejorará el efecto del refuerzo si este se realiza con la estructura descargada? (Cobo et al. 1997, del Río 1991, Regalado 1999). La tarea de liberar de cargas una estructura en servicio es difícil, y sólo estará justificada si con ello se consigue una mejora sustancial en el comportamiento del elemento reforzado.

Para comprobar la influencia de esta variable, el refuerzo a los soportes de hormigón se realizó de dos maneras diferentes: sin descargar y descargando el soporte antes de proceder al refuerzo. En el primer caso una vez introducida la carga de 90 Tn (65% carga de rotura) en el pilar de hormigón, ésta se mantenía durante tres días y posteriormente se reforzaba manteniendo la carga. En el segundo caso, cuando el soporte original había soportado la carga de 90 Tn, con las correspondientes deformaciones, se descargaba y se procedía a realizar el refuerzo con el soporte descargado.

Los pilares que se refuerzan manteniendo la carga los señalaremos con la letra C (cargados), y a los especímenes que se descargan tras la aplicación de la precarga con una D (descargados).

Se señala una vez más que el objetivo del estudio de esta variable, es conocer la posible mejora en la eficacia del soporte reforzado si este se realiza con la estructura descargada.

3.3.2 Tipo de capitel.

Uno de los elementos que hay que vigilar a la hora de realizar operaciones de refuerzo de estructuras de hormigón, es cómo se realiza la transmisión de cargas entre el elemento original y el refuerzo. En el caso que nos ocupa, soportes de hormigón reforzados con perfiles metálicos, hay que examinar cuidadosamente las zonas de unión del pilar con otros elementos estructurales ya que sin duda, la disposición del refuerzo en estas zonas determinará su comportamiento posterior (Regalado 1999), (del Río 1991) (Canovas 1994).

En los pilares de hormigón fabricados para la realización de los ensayos, la unión de este con otros elementos estructurales está simulada con la presentación de dos cabezas de 30x60 cm. en los extremos del soporte. Se ha estudiado como se comporta el elemento reforzado cuando se facilita la entrada en carga del acero del refuerzo mediante la colocación de un capitel en la cabeza y el pie del soporte, y también que ocurre si se prescinde de este elemento. La disposición de esta variable se puede ver en la figura 29.

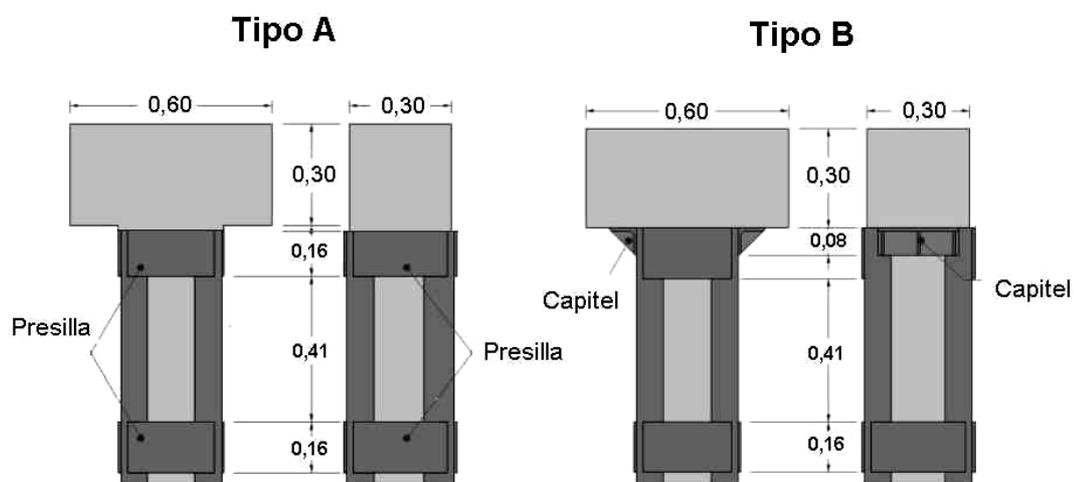


Figura 29. Esquema de final de tramo de pilar sin y con capitel.

Para que el conjunto de los cuatro angulares entren en carga antes de que el hormigón haya llegado al estado límite o antes de que la deformación sea demasiado importante, hace falta que durante el montaje se logre una perfecta y rígida unión en todo el conjunto de la base y del capitel, al hormigón de las vigas, de los forjados o de la cimentación.

Si se prescinde de este elemento, se deja la transferencia de cargas a la interfase refuerzo-pilar por medio de mecanismos de transmisión tangencial. Estudios existentes han demostrado (del Río 1987) que en este caso el agotamiento de la junta de adherencia es previo al de la pieza

original, por lo que el incremento de resistencia que se podría dar en la columna sería únicamente por efecto del confinamiento de la misma.



Figura 30. Extremo final del soporte sin y con capitel.

También hace falta una unión perfecta de la base y el capitel metálicos a las superficies horizontales del hormigón. Para esto se necesita un material que tenga una alta resistencia a compresión y que actúe como elemento intermedio, uniendo al acero con el hormigón y creando un colchón rígido que transmita las cargas eliminando los contactos puntuales (Fernández 1994).

Los parámetros que nos condicionaran la elección de un tipo de capitel serán; la rigidez y la deformabilidad del mismo. La rigidez dependerá de; la disposición relativa del capitel, características de la unión viga-pilar preexistente, el sistema de anclaje del refuerzo en el nudo y de la existencia o no de un sobreempresillado en las inmediaciones del capitel. Por otra parte, su deformabilidad dependerá a su vez de su rigidez, del valor de su módulo de deformación. Cuanto mayor sea éste más compatibles serán las deformaciones y mayor será el porcentaje de entrada directa en carga del refuerzo.

En publicaciones recientes (Regalado 1999), aparecen recomendaciones sobre la manera de abordar la elaboración de los capiteles.

Para el estudio llevado a cabo se han construido capiteles formados por segmentos de angular L80.8 de 270 cm. de longitud. Esta pieza se reforzaba colocando tres cartelas a lo largo de su longitud para limitar su deformación en el momento de entrada en carga. Su colocación en los soportes reforzados ha variado en las dos fases de ensayos.

En la primera fase, el capitel se soldaba en los extremos de los angulares de dos caras del soporte reforzado, estando en contacto con la cabeza del soporte. En esta primera fase se puede decir que en los dos lados del pilar en los que había capitel, se quitaban las dos presillas de los extremos, quedando el soporte como se puede observar en las figuras 29, 30 y 31. Esto hacía que el efecto del confinamiento en estos soportes se redujera con respecto a los soportes sin capitel. De esta forma se ha pretendido aislar el efecto de la transmisión por capitel prescindiendo del confinamiento.

En la segunda fase de ensayos se colocó el capitel justo encima de las presillas más próximas a las cabezas del soporte. En este caso se añadía el capitel, no como en la primera fase en que se sustituían las dos presillas próximas a las cabezas por capiteles.

De esta forma en esta segunda fase se observó el efecto conjunto de transmisión directa por capitel más confinamiento en la cabeza.



Figura 31. Detalle del capitel y su situación en la primera y segunda fase de ensayos.

Para observar en los ensayos la transmisión de cargas únicamente por esfuerzo rasante, unido al confinamiento en cabeza se han llevado a cabo ensayos a pilares sin ningún tipo de conexión entre la cabeza y el cuerpo del pilar (el refuerzo se queda a 1cm.) frente a otros pilares en los que se habrá colocado un capitel elaborado con angulares y cartelas.

De esta forma se aísla la influencia de los dos mecanismos supuestos de transmisión de cargas del pilar de hormigón al refuerzo (figuras 29, 30 y 32):

- Directa a través del capitel (Probetas tipo B)
- Por esfuerzo rasante en aquellas probetas que no cuentan con capitel (tipo A)



Figura 32. Detalle de espécimen sin capitel y con capitel.

3.3.3 Número y disposición de presillas.

Uno de los objetivos del programa experimental, es determinar la distribución, dimensiones y número de presillas a utilizar en el refuerzo para conseguir un resultado óptimo. Hasta la fecha el único estudio realizado ha tenido lugar en “Brno University of Technology” por L.Cirtek (Cirtek, 2001) dónde se estudió la disposición de estos elementos para lograr un confinamiento óptimo. El autor estudia la influencia de las dimensiones y espaciado de las presillas, el tamaño del angular metálico y la temperatura de calentamiento de la presilla en soportes de hormigón armado sometidos a esfuerzos de compresión simple.

En el programa experimental se ha tratado que todo lo realizado en el laboratorio fuera fácilmente transmisible a obra, y en muchas ocasiones en el momento de tomar una decisión como el número de presillas por cara del soporte, se ha trasladado al laboratorio lo que con mayor frecuencia ocurre en obra.

Por esta misma razón se ha preferido no estudiar la influencia de calentar las presillas en la mejora del comportamiento del elemento reforzado, ya que es una variable difícil de controlar en condiciones de obra.

Estudiando intervenciones realizadas en estructuras se observó que las presillas que unen los angulares se acostumbra a colocar de dos maneras diferentes:

- a) Sobre los angulares con un pequeño solape.

En este caso el espacio entre el soporte de hormigón original y la presilla viene marcado por el espesor del angular y el espesor del adhesivo colocado entre el angular y el hormigón. Es necesario rellenar este hueco si se quiere lograr el confinamiento del soporte en esta zona



Figura 33. Distintos modos de colocar las presillas: sobre en angular o a tope.

b) A tope entre angular y angular.

Con este método la presilla descansa directamente sobre la superficie del hormigón del pilar que debe ser totalmente plana.

En los ensayos realizados se ha optado por la colocación de las presillas sobre los angulares.

Este método permite pequeñas variaciones en las dimensiones de las presillas, que se pueden dar por defectos del corte (en el caso de colocar la presilla a tope, si el acople no es perfecto, sería necesario retocar las presillas antes de su colocación). Además se comprobó que la colocación de mortero de cemento entre la presilla y el hormigón se puede realizar sin dificultad previamente al soldado de las mismas sobre el angular. Al mismo tiempo, la colocación del mortero sirve para eliminar defectos en la superficie del hormigón que pueden provocar una mal acople en caso de colocar las presillas a tope.

En la primera fase experimental se colocaron 5 presillas equidistantes con dimensiones 270x160x8 mm. por cada cara del pilar, colocando mortero de cemento debajo de la presilla para garantizar su perfecta unión, y el efecto de confinamiento sobre el hormigón.

Durante la ejecución de la primera fase de ensayos se observó un gran incremento de la resistencia a compresión del soporte reforzado, y también que la rotura del elemento reforzado siempre ocurría en las proximidades de la cabeza del elemento, entre la primera y segunda presilla. Esto era previsible ya que si revisamos la bibliografía existente, muchos autores recomiendan hacer “más robusto” (Canovas 1994) el refuerzo en la zona en la que efectivamente se produjo la rotura del elemento.

Por ello en la segunda fase de ensayos, y con el objetivo de observar la influencia de aumentar el confinamiento en las cabezas del pilar, se incrementó el número de presillas por cara del soporte hasta siete, colocando los dos nuevos elementos entre las dos presillas más cercanas a la cabeza como se puede ver en la figuras 23 y 34. Se pretendía de esta forma alcanzar un valor próximo a la capacidad resistente máxima teórica del refuerzo (dada por la suma de la capacidad del pilar de hormigón más la del refuerzo). Las dimensiones de estas nuevas presillas eran 270x100x8 mm., mientras que las cinco restantes mantenían las mismas dimensiones y situación que en la fase experimental previa.

De igual manera, se colocó mortero de cemento entre el hormigón y las presillas para garantizar su unión. Esta operación se repetía incluso si el adhesivo utilizado para unir los angulares con el pilar de hormigón era mortero epoxídico (ver el siguiente apartado 3.3.4), ya que la cantidad de mortero bajo la presilla solía rebasar el centímetro de espesor, y con este valor los morteros epoxídicos pierden su eficacia.



Figura 34. Sección de pilares con 5 y 7 presillas.

3.3.4 Tipo de adhesivo entre el hormigón y el acero del refuerzo.

El adhesivo más frecuentemente utilizado en este tipo de intervención es el mortero epoxídico. Sin embargo este material presenta grandes inconvenientes como es su baja resistencia a altas temperaturas, que pueden provocar el despegado del elemento de manera brusca, o la precisión necesaria en su utilización, ya que si se colocan capas de este adhesivo superiores a 1 mm. su eficacia baja notablemente (Fernández 1981).

Al plantear la investigación y estudiar los esfuerzos a los que va a estar sometido el pilar de hormigón reforzado, se estimó que si bien la utilización de morteros epoxídicos estaba justificada en el caso de elementos reforzados sometidos a esfuerzos de flexión (mejoran notablemente el anclaje del elemento de refuerzo al elemento de hormigón), esto no era así en el caso de elementos sometidos a compresión. Por el tipo de esfuerzos que van a soportar tanto el pilar de hormigón como el acero del refuerzo, el conjunto se va a mantener unido hasta que el acero deslice sobre el adhesivo, y este momento no va a ser crítico para el incremento de resistencia que va a proporcionar el refuerzo (Teng et al 2002).

Por ello y por las ventajas que presenta el mortero de cemento sobre el mortero epoxídico (bajo coste y fácil manipulación en obra), se plantearon la mayoría de ensayos con este elemento como adhesivo.

Posteriormente se verificaron estas hipótesis realizando refuerzos utilizando mortero epoxídico como adhesivo.

En ambos casos se controló que el acero del refuerzo quedaba totalmente adherido al soporte de hormigón, tanto los angulares como las presillas (se ha comentado en el anterior apartado

que en ambos casos, el elemento de relleno utilizado bajo las presillas fue mortero de cemento). En el caso del mortero epoxídico se vigiló que los espesores del material bajo los angulares metálicos no fueran superiores a 1mm.

La colocación del adhesivo se puede ver en la siguiente secuencia de fotografías. En la primera se observa el angular recubierto por mortero de cemento (A) (en caso de mortero epoxídico el procedimiento es el mismo pero vigilando el espesor del adhesivo). Seguidamente se sitúa el perfil de acero sobre el soporte de hormigón (B). A continuación se sujeta los angulares mediante gatos hasta el soldado de las presillas (C). Finalmente se muestra una vista con los cuatro angulares unidos al soporte de hormigón.



Figura 35. Secuencia de colocación de los angulares metálicos.

3.4 Ensayos

Una vez fijadas las características de los pilares de hormigón armado que iban a ser reforzados, y seleccionadas las variables que se iban a estudiar, se diseñó una primera fase experimental en que todos los soportes de HA se reforzarían con angulares metálicos y cinco presillas por cada cara del soporte y el adhesivo utilizado para unir el acero del refuerzo con el hormigón sería el mortero de cemento.

Las variables a estudiar en esta primera fase serían la influencia de colocar un capitel o no en la unión del soporte con otros elementos estructurales y la influencia de la descarga de la estructura antes de proceder al refuerzo.

En total se ensayaron un total de 10 pilares de 250 cm. de longitud de tramo de pilar de sección cuadrada de 30 cm. de lado y rematados en dos cabezas de 30x60 cm.

Dos de los soportes ensayados fueron los pilares testigo. Además de estos se rompieron 4 tipos diferentes de soportes reforzados combinando las distintas variables, y ensayando dos probetas por cada tipología. Todo esto queda resumido en la figura 36.



Figura 36. Primera fase de Ensayos.

En la segunda fase se rompieron 6 probetas realizadas con 5 presillas, para evaluar la influencia de utilizar como adhesivo un mortero epoxídico (tres tipos diferentes de probetas, y dos soportes por tipología). El resto de probetas se reforzaron con 7 presillas por cada lado del soporte y utilizando como adhesivo mortero de cemento (cuatro tipos diferentes de probetas y dos soportes por tipología). A continuación se puede observar el esquema que resume los ensayos de la segunda fase (figura 37).



Figura 37. Segunda fase de Ensayos.

Todos los ensayos se realizaron en el laboratorio del instituto ICITECH, y todas las probetas fueron sometidas a una carga del 65% de su carga de rotura, previamente a ser reforzadas.

La edad del hormigón en el momento de realizar las precargas osciló entre 57 y 106 días.

3.4.1 Tipos de probeta

A modo de resumen se va a presentar en las siguientes tablas los tipos de probetas ensayados.

En la primera fase de ensayos la resistencia del hormigón utilizado para fabricar los pilares de hormigón armado fue de 12 MPa.

<i>Primera fase de ensayos</i>					
Nº de Probetas	Referencia	Tipo de Adhesivo	Capitel	Precarga	Nº de Presillas
2	Testigo	Sin reforzar			
2	AD	Mortero de cemento	No	90 Tn y descarga	5
2	AC	Mortero de cemento	No	90 Tn	5
2	BD	Mortero de cemento	Si	90 Tn y descarga	5
2	BC	Mortero de cemento	Si	90 Tn	5

Tabla 8. Probetas de la primera fase de ensayos

En la segunda fase de ensayos la resistencia del hormigón utilizado para fabricar los pilares de hormigón armado fue de 8 MPa.

<i>Segunda fase de ensayos</i>					
Nº de Probetas	Referencia	Tipo de Adhesivo	Capitel	Precarga	Nº de Presillas
2	Testigo	Sin reforzar			
2	MEAD	Mortero epoxídico	No	90 Tn y descarga	5
2	MEBD	Mortero epoxídico	Si	90 Tn y descarga	5

N° de Probetas	Referencia	Tipo de Adhesivo	Capitel	Precarga	N° de Presillas
2	AD	Mortero de cemento	No	90 Tn y descarga	5
2	PAD	Mortero de cemento	No	90 Tn y descarga	7
2	PAC	Mortero de cemento	No	90 Tn	7
2	PBD	Mortero de cemento	Si	90 Tn y descarga	7
2	PBC	Mortero de cemento	Si	90 Tn	7

Tabla 9. Probetas de la segunda fase de ensayos

3.4.2 Descripción del pórtico de ensayos.

Debido a limitaciones de gálibo (se ha comentado en el apartado 3.2.3) del laboratorio del ICITECH, los ensayos a escala real se llevaron a cabo con el pilar colocado horizontalmente en un marco de acero (fig 38 y 39). Este elemento metálico está fabricado con acero y tiene suficiente resistencia para proporcionar las reacciones a las cargas proporcionadas por el gato hidráulico y transmitidas al marco metálico a través del soporte a ensayar.

En el anejo 2 se ha calculado la excentricidad que provoca el peso propio del soporte de hormigón armado, y se ha llegado a la conclusión de que es despreciable, por lo que es factible la realización del ensayo en posición horizontal.

Las cabezas de los soportes se apoyan en dos rótulas que garantizaban el centrado de la carga de compresión, proporcionada por un gato hidráulico. La carga máxima que puede suministrar el gato hidráulico es de 500 Tn, y la carga se aplica con un desplazamiento controlado a una velocidad de 0,5 mm/min.



Figura 38. Fotografías del pórtico de ensayos.

Las dimensiones del pórtico de ensayo y sus dimensiones aparecen en las siguientes figuras.

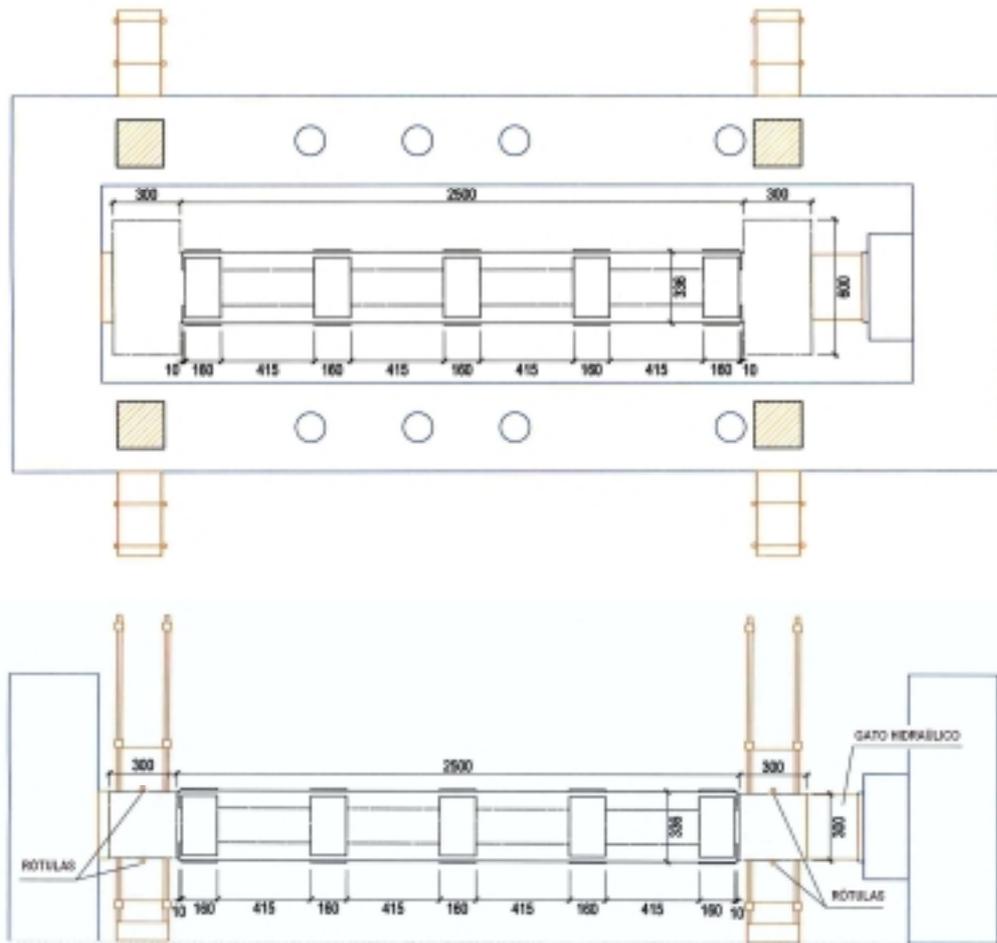


Figura 39. Esquema del pórtico de ensayos.

Como se ha comentado a lo largo del capítulo, uno de los hitos del presente programa experimental, es evaluar la influencia de mantener el soporte cargado o descargado en el momento de ejecutar el refuerzo.

En los especímenes en que el refuerzo se realizaba tras descargar el soporte de hormigón original, éste se quitaba del pórtico una vez aplicada la precarga de 90 Tn, para proceder a la ejecución del refuerzo de la manera más cómoda.

En los ensayos en que se debe mantener el pilar de hormigón armado cargado mientras se realiza el refuerzo del mismo, se diseñó un sistema hidráulico alimentado por baterías que proporcionaba la carga requerida independientemente del suministro eléctrico durante días.

En las siguientes fotografías se muestra el dispositivo utilizado.



Figura 40. Sistema de mantenimiento de carga.

3.4.3 Instrumentación.

El objetivo fundamental del programa de investigación es comprobar como se comporta el tramo de pilar al ser reforzado, y cómo se realiza la transmisión de cargas entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo. Para ello es necesaria una gran instrumentación en todos los elementos que conforman la probeta y que a continuación se van a describir.



Figura 41. Vista de la probeta dispuesta para ser ensayada.

Básicamente la instrumentación ha consistido en una célula de carga para medir la carga aplicada a las probetas durante el ensayo por el gato hidráulico, captadores de desplazamiento (LVDT, "linear variable differential transducer") para medir deformaciones en el hormigón y deslizamientos entre en acero del refuerzo y el hormigón. Y finalmente galgas extensométricas para medir las deformaciones del acero de refuerzo tanto en los angulares como en las presillas.

La instrumentación colocada en cada elemento a ensayar varió ligeramente en cada uno de los experimentos. Esto se debió fundamentalmente a la información que se iba recogiendo a medida que avanzaba el desarrollo del programa experimental.

En el siguiente esquema queda recogido de manera general la situación de los distintos elementos extensométricos utilizados durante los ensayos. En las tablas que aparecen a continuación se detalla con mayor exactitud el número de los elementos de medida empleados en cada espécimen, así como la medición realizada.

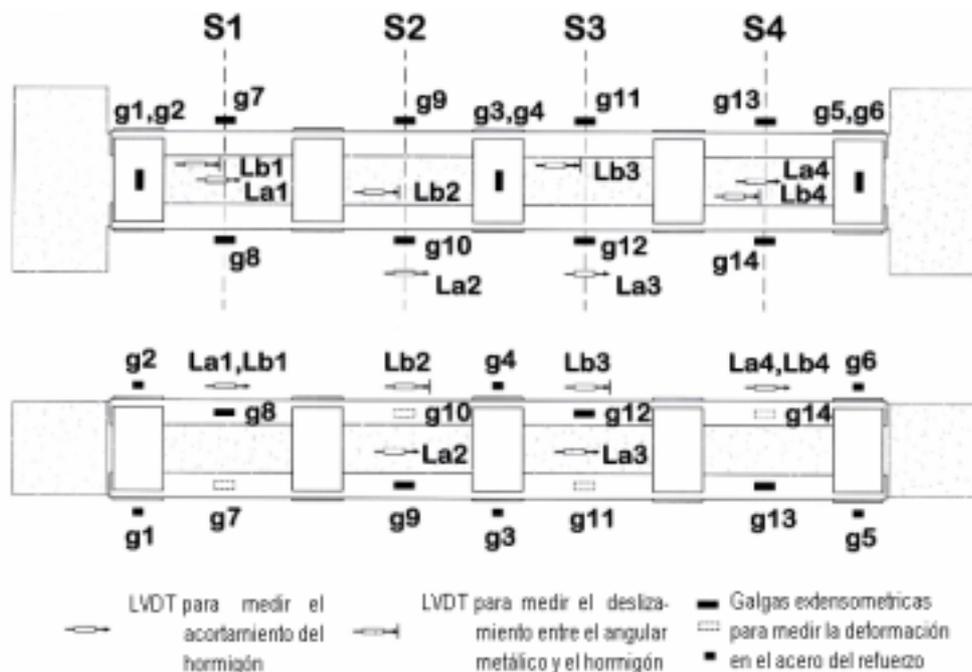


Figura 42. Instrumentación utilizada durante los ensayos.

- *Primera fase de ensayos.*

Durante la primera fase de ensayos, todos los soportes reforzados contaban con cinco presillas por cada cara del soporte. Se puede decir que las presillas distribuían al soporte en cuatro secciones tal como se ve en la figura 43. En la misma también se puede observar la numeración utilizada para las presillas (Pnúmero).

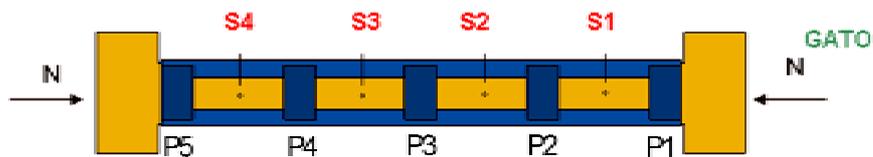


Figura 43. Numeración de secciones y presillas en soportes de 5 presillas.

Pilares TESTIGO			
Número	Referencia	Tipo	Medición
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4

Tabla 10. Pilares testigo de la primera fase de ensayos.

Probetas AD, BD			
Número	Referencia	Tipo	Medición
2	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP3	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 3
2	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
2	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
2	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
2	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT DS1	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S1
1	LVDT DS2	Ídem	Ídem en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
1	LVDT G	Linear Variable Differential Transducer	Recorrido del gato

Tabla 11. Instrumentación de las probetas AD y BD de la primera fase de ensayos.

Probetas AC			
Número	Referencia	Tipo	Medición
2	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP2	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 2
2	GP4	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 4
2	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
2	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
2	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
2	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT DS1	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S1
1	LVDT DS2	Ídem	Ídem en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
1	LVDT G	Linear Variable Differential Transducer	Recorrido del gato

Tabla 12. Instrumentación de las probetas AC de la primera fase de ensayos.

Probetas BC			
Número	Referencia	Tipo	Medición
4	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP2	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 2
2	GP4	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 4
4	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
8	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
2	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
8	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT DS1	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S1
1	LVDT DS2	Ídem	Ídem en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
4	LVDT G	Linear Variable Differential Transducer	Desplazamiento lateral entre el pórtico y el soporte reforzado

Tabla 13. Instrumentación de las probetas BC de la primera fase de ensayos.

- Segunda fase de ensayos.

Durante la segunda fase de ensayos, se realizaron elementos reforzados con cinco (AD, MEAD, MEBD) y siete presillas por cada cara del soporte (PAD, PBD, PAC, PBC). En los elementos con cinco presillas la numeración de las secciones y las presillas es exactamente igual que en la primera fase de ensayos (Fig 44). En los elementos con siete presillas estos datos aparecen en la figura 45.

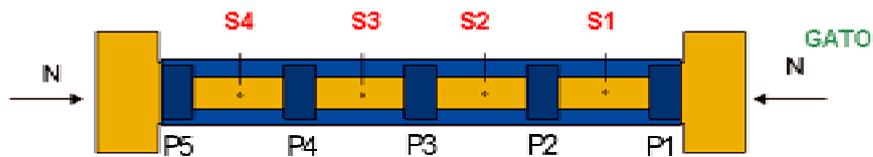


Figura 44. Numeración de secciones y presillas en soportes de 5 presillas

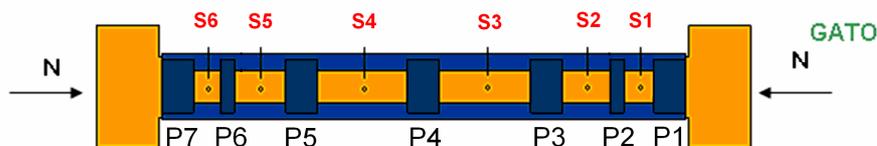


Figura 45. Numeración de secciones y presillas en soportes de 7 presillas.

Pilares TESTIGO			
Número	Referencia	Tipo	Medición
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
2	LVDT P	Ídem	Acortamiento total del hormigón

Tabla 14. Probetas Testigo de la segunda fase de ensayos.

Probetas AD			
Número	Referencia	Tipo	Medición
4	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP2	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 2
2	GP4	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 4
4	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
8	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
2	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
8	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT DS1	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S1
1	LVDT DS2	Ídem	Ídem en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
2	LVDT P	Linear Variable Differential Transducer	Acortamiento total del tramo de pilar

Tabla 15. Instrumentación de las probetas AD de la segunda fase de ensayos.

Probetas MEAD y MEBD			
Número	Referencia	Tipo	Medición
2-4	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP2	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 2
2	GP4	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 4
2-4	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
7-8	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
2	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
7-8	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
1	LVDT HS1	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S1
2	LVDT HS2	Ídem	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
1	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT DS1	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S1
1	LVDT DS2	Ídem	Ídem en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
2	LVDT P	Linear Variable Differential Transducer	Acortamiento total del tramo de pilar

Tabla 16. Instrumentación de las probetas MEAD y MEBD de la segunda fase de ensayos.

Probetas PAD, PAC, PBD yPBC			
Número	Referencia	Tipo	Medición
4	GP1	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 1
2	GP2	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 2
2	GP3	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 3
2	GP4	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 4
2	GP5	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 5
2	GP6	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 6
4	GP7	Galgas extensométricas	Deformación del acero de la presilla 7
2-3	GAS1	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S1
4-8	GAS2	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S2
2	GAS3	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S3
2	GAS4	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S4
4-8	GAS5	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S5
2-3	GAS6	Galgas extensométricas	Deformación del acero del angular de la S6
1	LVDT HS2	Linear Variable Differential Transducer	Deformación del hormigón en la S2
2	LVDT HS3	Ídem	Deformación del hormigón en la S3
2	LVDT HS4	Ídem	Deformación del hormigón en la S4
1	LVDT HS5	Ídem	Deformación del hormigón en la S5
1	LVDT DS2	Linear Variable Differential Transducer	Deslizamiento entre acero del refuerzo y el hormigón en la S2
1	LVDT DS3	Ídem	Ídem en la S3
1	LVDT DS4	Ídem	Ídem en la S4
1	LVDT DS5	Ídem	Ídem en la S5
2	LVDT P	Linear Variable Differential Transducer	Acortamiento total del tramo de pilar

Tabla 17. Instrumentación de las probetas PAD, PAC, PBD y PBC de la segunda fase de ensayos.

3.4.4 Resumen de ensayos

Para completar el capítulo se muestra a continuación una tabla resumen de todos los pilares ensayados durante el desarrollo del presente trabajo de investigación. La columna f_c se refiere a la resistencia del pilar de hormigón sin reforzar y su valor está expresado en MPa.

Probeta	Fecha de rotura	n° presillas	Capitel	Adhesivo	f_c	n° galgas	n° LVDT
Tes 1	26-08-03	-	-	-	13.6	-	6
Tes 2	28-08-03	-	-	-	12.8	-	6
ADx	22-09-03	5	No	M. Cemento	15.3	14	11
ADy	15-09-03	5	No	M. Cemento	15.1	14	11
BDx	25-09-03	5	Sí	M. Cemento	12.0	14	11
BDy	26-09-03	5	Sí	M. Cemento	12.0	14	11
ACx	06-10-03	5	No	M. Cemento	12.2	16	11
ACy	16-10-03	5	No	M. Cemento	12.3	16	11
BCx	21-10-03	5	Sí	M. Cemento	14.5	32	14
BCy	24-10-03	5	Sí	M. Cemento	15.0	32	14
Tes 1	03-09-04	-	-	-	8.3	-	8
Tes 2	03-09-04	-	-	-	8.3	-	8
ADx	09-09-04	5	No	M. Cemento	8.3	32	12
ADy	15-09-04	5	No	M. Cemento	8.3	32	12
PADx	16-09-04	7	No	M. Cemento	8.3	35	12
PADy	22-09-04	7	No	M. Cemento	8.3	42	12
PBDx	14-09-04	7	Sí	M. Cemento	8.3	42	12
PBDy	23-09-04	7	Sí	M. Cemento	8.3	42	12
PACx	20-10-04	7	No	M. Cemento	8.3	60	12
PACy	21-09-04	7	No	M. Cemento	8.3	42	12
PBCx	29-09-04	7	Sí	M. Cemento	8.3	41	12
PBCy	01-10-04	7	Sí	M. Cemento	8.3	44	12
MEADx	28-09-04	5	No	M. Epoxídico	8.3	26	12
MEADy	05-10-04	5	No	M. Epoxídico	8.3	28	12
MEBDx	14-10-04	5	Sí	M. Epoxídico	8.3	32	12
MEBDy	25-10-04	5	Sí	M. Epoxídico	8.3	32	12

Tabla 18. Tabla resumen de todos los especímenes ensayados.

CAPITULO 4

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se muestran los resultados experimentales de manera gráfica. En primer lugar se presentan las gráficas carga-acortamiento de cada uno de los soportes ensayados. A continuación se pasa a estudiar como se realiza el reparto de axil entre el hormigón y el acero del refuerzo cuando se carga el elemento hasta la rotura. También se estudia el progreso de las tensiones soportadas por las presillas y el deslizamiento entre los dos elementos. Por último se establecen valores de máxima resistencia a compresión, Eficiencia, Incremento de axil y Eficiencia del sistema de refuerzo.

4 Resultados de los ensayos experimentales

En el presente capítulo se muestra los resultados de los ensayos experimentales de manera gráfica. Los valores registrados por cada uno de los transductores (LVDT's y galgas extensométricas) se presentan en el anejo 3 únicamente en formato electrónico debido a su extensión.

La organización de este apartado se realiza a partir de los distintos aspectos del comportamiento de los elementos ensayados que han sido estudiados.

En primer lugar (sección 4.1.) se presentan las gráficas carga-acortamiento de cada uno de los soportes ensayos. Aparece una curva por cada una de las probetas ensayadas.

Seguidamente se pasa a estudiar como se realiza el reparto de axil entre el hormigón del soporte original y el acero del refuerzo, cuando se carga el elemento hasta la rotura (sección 4.2). Para ello se plantean dos tipos diferentes de información gráfica. Inicialmente se observa como evoluciona el reparto de carga entre hormigón y acero en cada una de las secciones en que divide al soporte las presillas. Posteriormente se aprecia este reparto de axil en todo el soporte para distintos niveles de carga ($0.5N_{max}$, $0.75N_{max}$, $0.90N_{max}$ y N_{max}).

La sección 4.3 nos revela el progreso de las tensiones soportadas por las presillas (tracciones) mientras se carga al soporte reforzado hasta la rotura. Esta información nos muestra en que zona/zonas el hormigón del pilar se encuentra más confinado.

Para entender el comportamiento del elemento reforzado es importante conocer en qué momentos de su historial de carga y en qué secciones del pilar, el acero del refuerzo y el hormigón trabajan conjuntamente y en qué zonas lo hacen de manera independiente produciéndose un deslizamiento entre los dos elementos. Por ello, la sección 4.4 presenta el deslizamiento entre los dos elementos, en las distintas secciones limitadas por las presillas.

Por último en la sección 4.5 se establecen valores de máxima resistencia a compresión, Eficiencia, Incremento de axil y Eficiencia del sistema de refuerzo a partir de valores teóricos y valores obtenidos experimentalmente.

4.1 Carga - Acortamiento

Para determinar las curvas carga-acortamiento de los soportes durante los ensayos de laboratorio se han dispuesto captadores de desplazamiento de manera diferente en la primera y segunda fase. En la primera se colocaron seis captadores de desplazamiento en el hormigón, como se puede ver en la figura adjunta, en cada una de las cuatro secciones en que queda dividido el soporte. A partir de estos datos se calculó el acortamiento total del soporte del siguiente modo:

$$\delta_{total} = \delta_1 d_1 + \delta_2 d_2 + \delta_3 d_3 + \delta_4 d_4$$

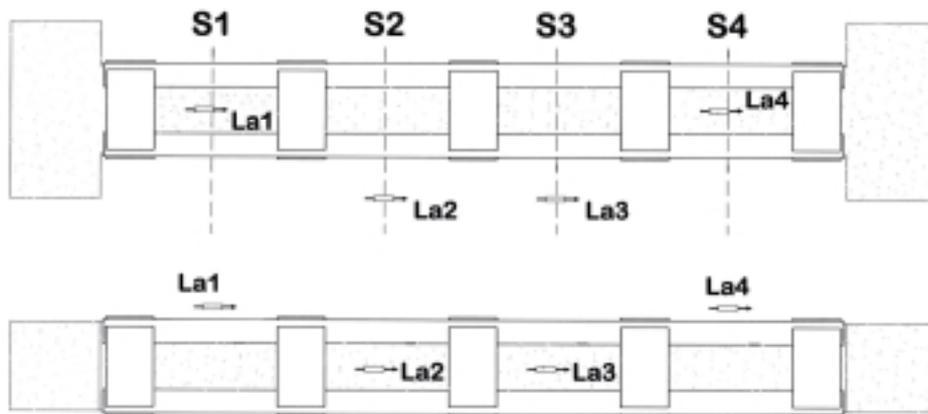


Figura 46. Esquema de situación de los LVDT's utilizados para medir el acortamiento del hormigón.



Figura 47. Colocación de los captadores en cada una de las secciones del soporte.

En la segunda fase experimental y con la experiencia adquirida se varió este modo de medida. Se fabricaron dos pértigas que consistían en dos tubos cilíndricos huecos, con un solape en el centro de la misma en dónde una parte de uno de los tubos quedaba en el interior del otro. De este modo estas pértigas se colocaron a presión entre las dos cabezas del soporte de hormigón, de manera que al comprimirse el pilar, se comprimirían de igual manera las pértigas. Se

colocaron captadores de desplazamiento en la parte central de las pertigas, de forma que medían directamente el acortamiento total del soporte.

Además en esta segunda fase de ensayos, se siguieron colocando seis captadores de desplazamiento directamente sobre el hormigón para medir la deformación en cada una de las secciones en que se divide el soporte. Posteriormente se comprobó que el modo utilizado para la medida del acortamiento del pilar en la primera fase de ensayos era totalmente válido.



Figura 48. Situación de los LVDT's en la zona central de las pértigas.

4.1.1 Resultados de los ensayos. Curvas carga-acortamiento.

En las siguientes gráficas (de la figura 49 a la figura 60) se pueden observar las curvas carga-acortamiento obtenidas en los pilares reforzados utilizando 5 ó 7 presillas por cada cara del soporte ensayados en la primera y segunda fase experimental. En todos los casos y para cualquier combinación de variables se mejora notablemente la ductilidad del soporte de hormigón con el acero del refuerzo.

Las curvas correspondientes a los especímenes se ACy, BDx, BDy y BCy no se han obtenido del modo expuesto anteriormente. Esto es debido a que los resultados recogidos no fueron válidos ya que el sistema utilizado para recoger las deformaciones en el hormigón es muy sensible a los giros o pequeñas flexiones que se dan en el soporte al alcanzar o incluso superar las tensiones de rotura. Por ello se ha representado la curva carga-acortamiento proporcionado por un captador situado en el gato hidráulico que medía su recorrido y que se comprobó para todos los especímenes, coincidía con la deformación del soporte.

En la figura 49 se muestran los resultados obtenidos al ensayar los especímenes AD y AC de la primera fase de ensayos. En trazo continuo se presenta el resultado correspondiente a los especímenes x, y en trazo discontinuo a los especímenes y. No se disponen de resultados correspondientes al espécimen ACy, y cabe recordar que el espécimen ADy no alcanzó la carga esperada debido a la rotura de las cabezas. Esto impidió que se llegara al agotamiento del tramo de soporte reforzado.

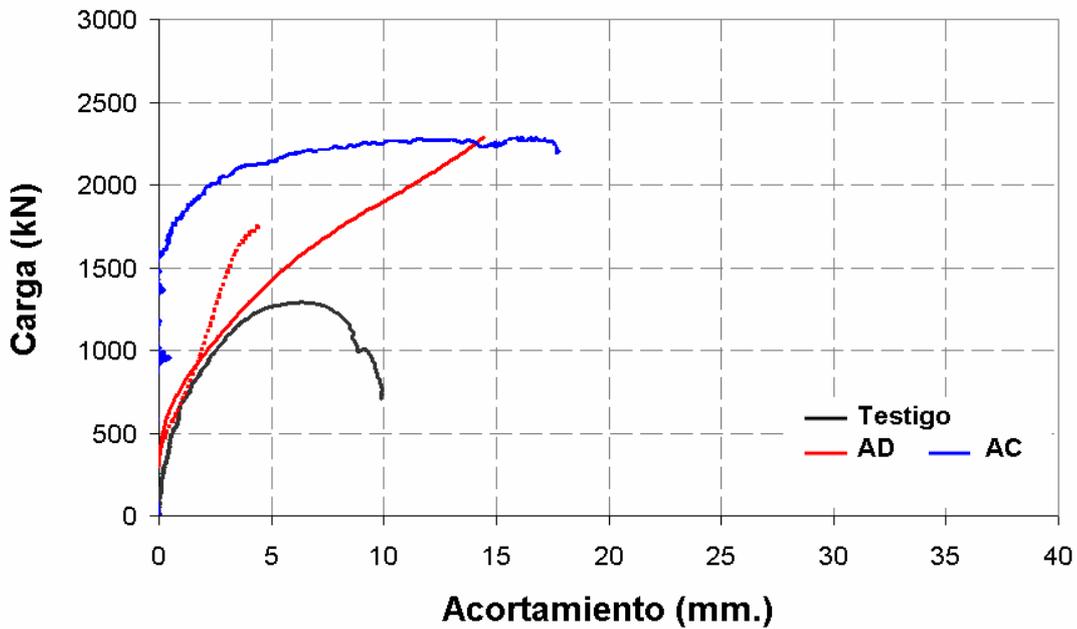


Figura 49. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental.

En la figura 50 se muestran los resultados obtenidos al ensayar los especímenes BD y BC de la primera fase de ensayos. La figura 51 aúna todos los resultados para su mejor comparación, y representa con trazo continuo los especímenes x, y con trazo discontinuo los especímenes y.

No se aprecian discrepancias significativas con el hecho de descargar el soporte previamente a la realización del refuerzo o ejecutarlo con el pilar cargado. Las diferencias que se observan son debidas a la diferente resistencia entre los soportes de hormigón original de los especímenes BD y BC (12 y 15 MPa).

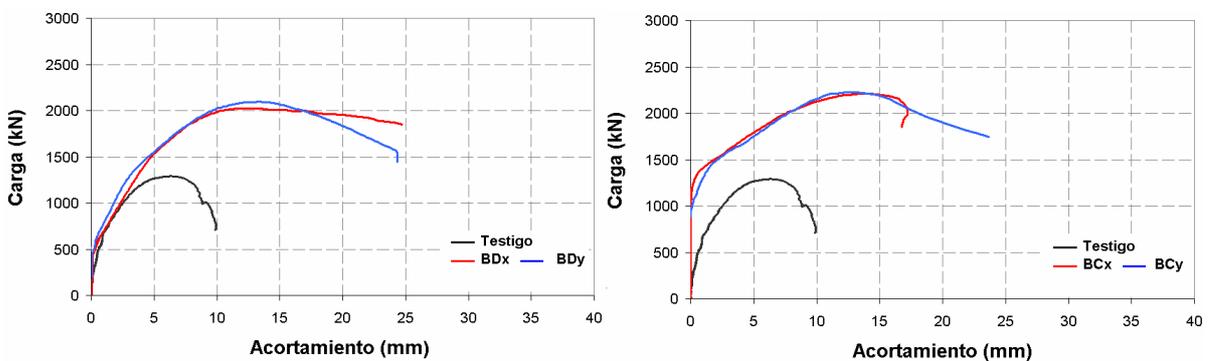


Figura 50. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental.

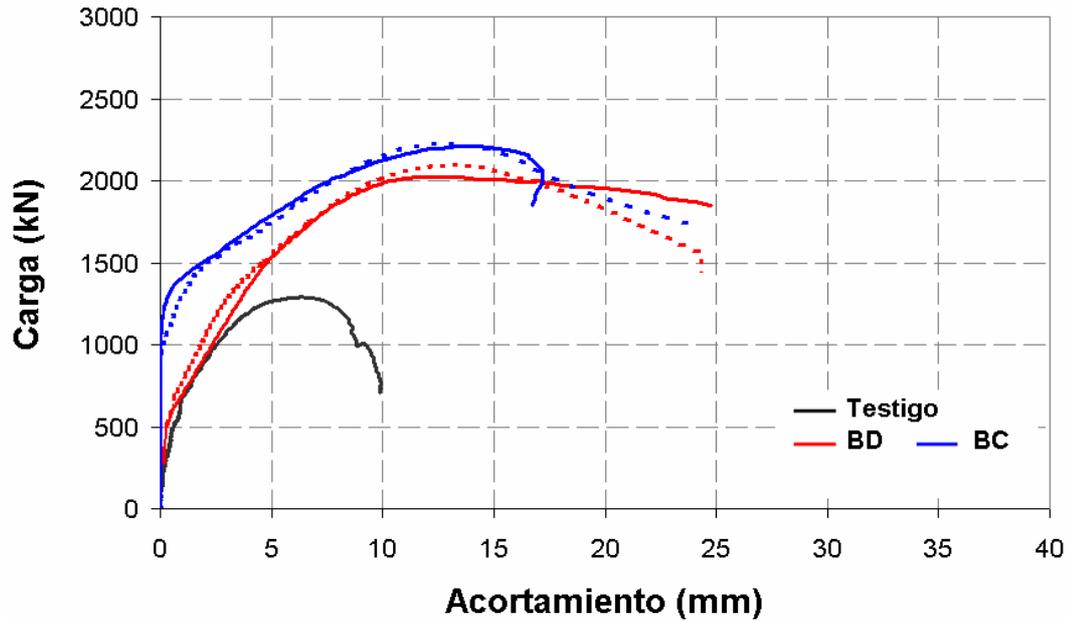


Figura 51. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel de los soportes ensayados en la primera fase experimental.

La figura 52 muestra los resultados obtenidos en todos los especímenes ensayados en la primera fase experimental. En trazo continuo se representan los especímenes x, y en trazo discontinuo los especímenes y.

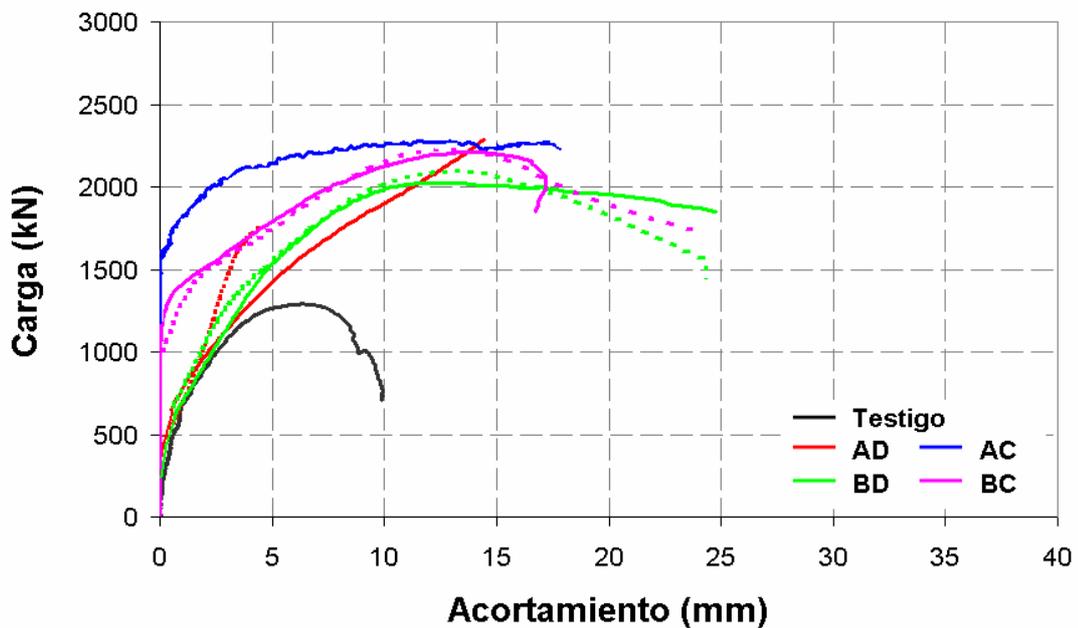


Figura 52. Gráficos carga-acortamiento en todos los soportes reforzados en la primera fase de ensayos.

Según el gráfico anterior se observa que para valores de carga máxima el acortamiento de los soportes reforzados es muy similar y se sitúa entorno a 15 mm.

Las figuras que aparecen a continuación (fig. 53 a fig. 60) muestran los resultados obtenidos en los especímenes ensayados en la segunda fase de experimental. Como se ha comentado anteriormente, debido a la experiencia adquirida se varió el modo de medida. Se colocaron dos pértigas en los laterales del soporte reforzado con un captador de desplazamiento en la parte central que medía directamente el acortamiento del elemento.

La figura 53 muestra los resultados obtenidos al ensayar soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte y sin capitel. La diferencia entre los especímenes AD y MAD es el tipo de adhesivo utilizado para adherir la jaula de acero al soporte de hormigón que es mortero de cemento y epoxídico, respectivamente.

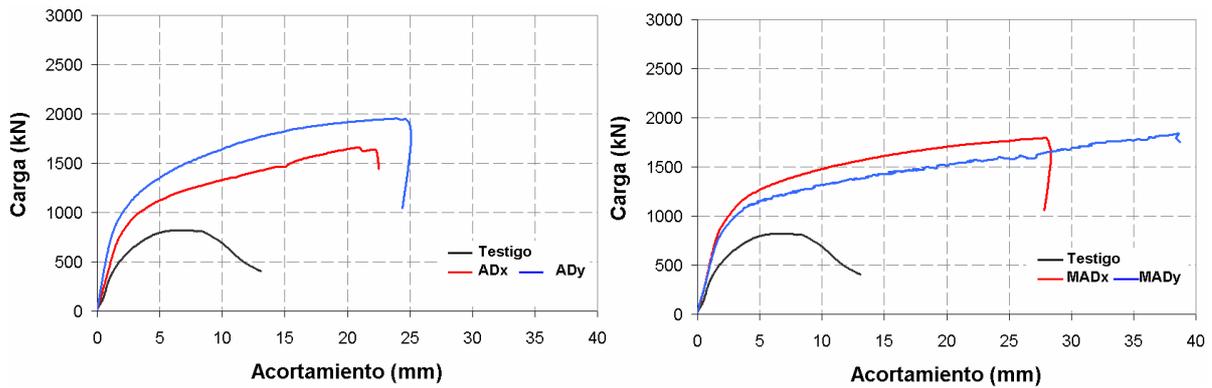


Figura 53. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental.

La figura 54 muestra los resultados obtenidos al ensayar soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte y con capitel. En esta segunda fase de ensayos este tipo de refuerzo se realizó utilizando únicamente como adhesivo mortero epoxídico.

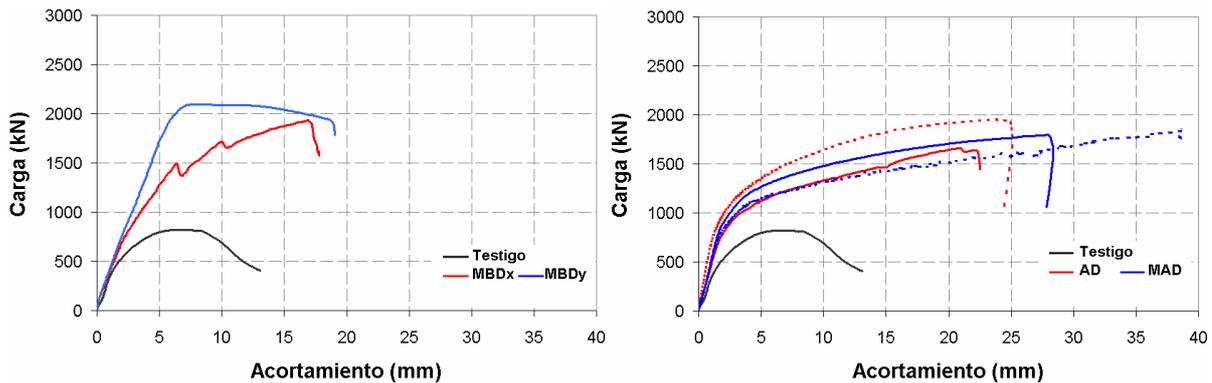


Figura 54. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental. Comparación de los soportes reforzados con cinco presillas ensayados sin capitel.

En figura 54 derecha, aparece los gráficos carga-acortamiento de todos los especímenes reforzados con cinco presillas sin capitel, ensayados en la segunda fase experimental. En los

soportes en que se ha utilizado mortero epoxídico como adhesivo se aprecia un acortamiento del elemento ligeramente superior que en los pilares en que se utilizó mortero de cemento.

La figura 55 muestra las gráficas carga-acortamiento de todos los especímenes ensayados en la segunda fase experimental y reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte, con y sin capitel y utilizando como adhesivo mortero de cemento o epoxídico. En trazo continuo aparecen los especímenes x y en trazo discontinuo los especímenes y. Se observa que en los soportes con capitel el acortamiento es menor.

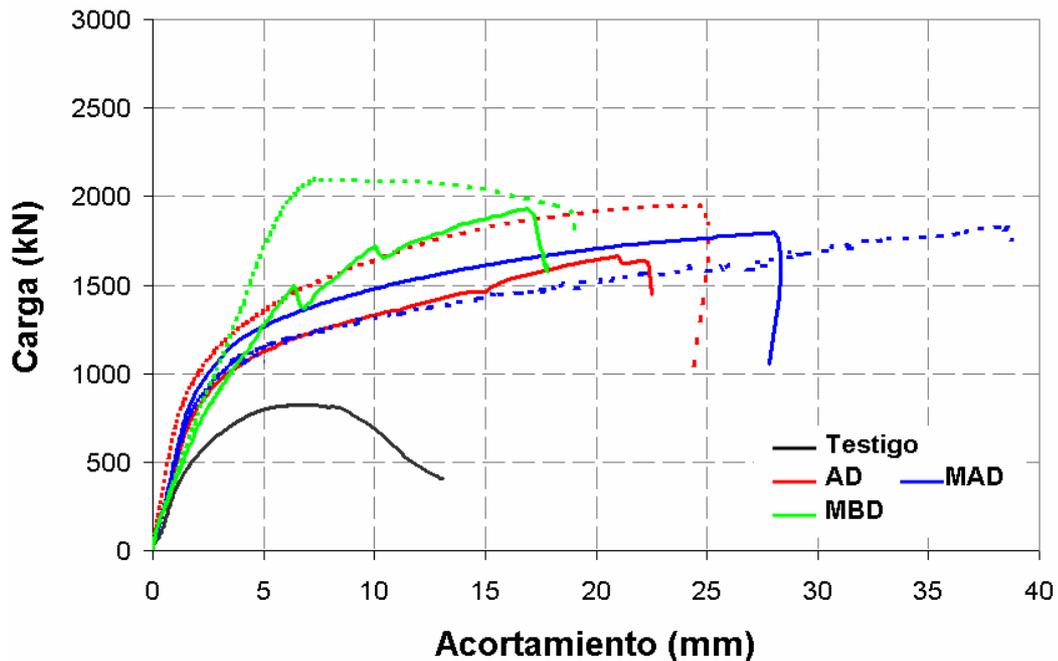


Figura 55. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con cinco presillas en la segunda fase experimental.

Las figuras 56 y 57 muestran las gráficas carga-acortamiento de los pilares reforzados con siete presillas por cada lado sin capitel (PAD y PAC) y con capitel (PBD y PBC).

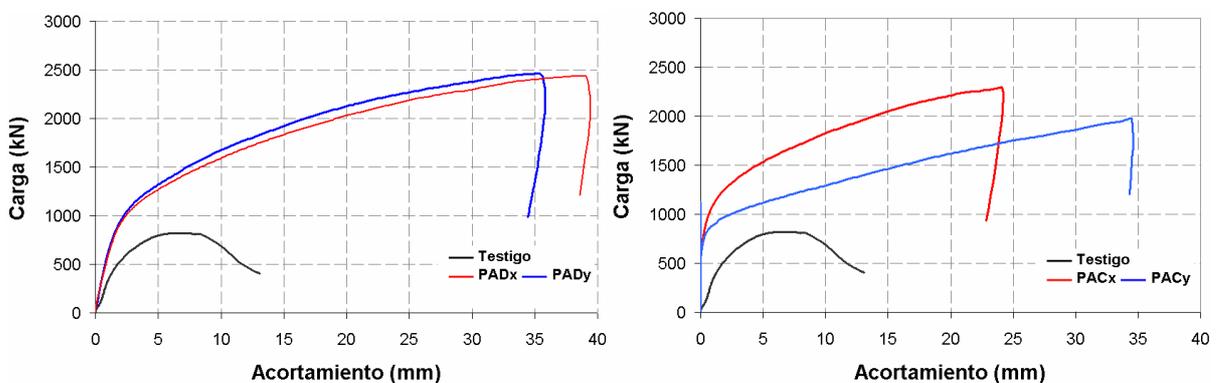


Figura 56. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con siete presillas y sin capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental.

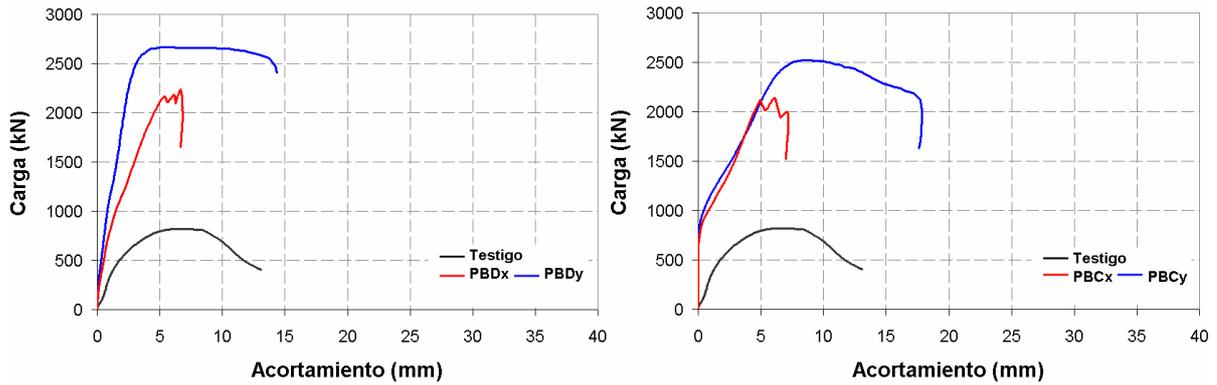


Figura 57. Gráficos carga-acortamiento en los soportes reforzados con siete presillas y con capitel de los soportes ensayados en la segunda fase experimental.

En la figura 57 se observa que hay dos especímenes que no llegaron a su carga máxima (PBDx y PBCx). Esto fue debido a la rotura de las cabezas de los soportes reforzados, por lo que el ensayo concluyó antes de alcanzar la resistencia máxima del tramo de pilar reforzado.

Según las figuras 56 y 57, parece evidente que en el caso de soportes reforzados con siete presillas, los especímenes ensayados sin capitel, es decir sin ningún tipo de conexión entre la cabeza del soporte y el acero que refuerza el tramo de pilar, el acortamiento del soporte es muy superior. Esta diferencia es menos acusada en el caso de soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del pilar.

Por otra parte en los soportes reforzados con siete presillas y capitel la carga última alcanzada supera ligeramente la de los pilares reforzados con siete presillas y sin capitel.

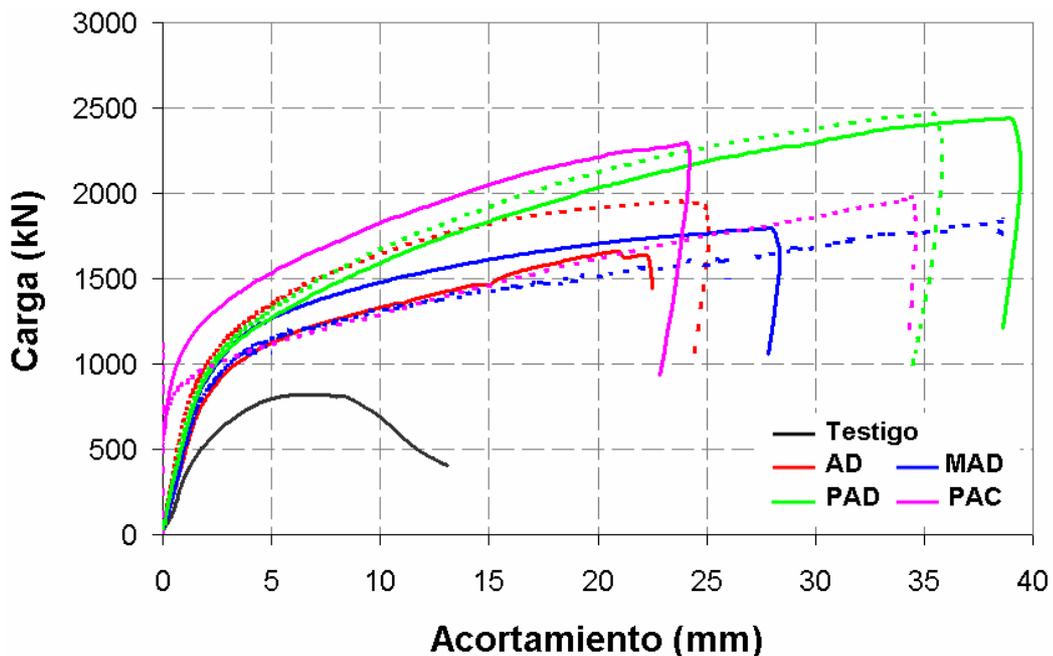


Figura 58. Gráficos carga-acortamiento en soportes reforzados sin capitel en la segunda fase experimental.

La figura 58 muestra las gráficas carga-acortamiento de todos los especímenes ensayados en la segunda fase experimental en los que no se dispuso ningún capitel. Las características del hormigón del soporte original fueron idénticas por lo que las diferencias que aparecen se deben únicamente a la configuración del refuerzo.

Se aprecia una gran mejora en términos de resistencia y ductilidad en los especímenes en que se han colocado siete presillas por cada lado del soporte (PAD y PAC).

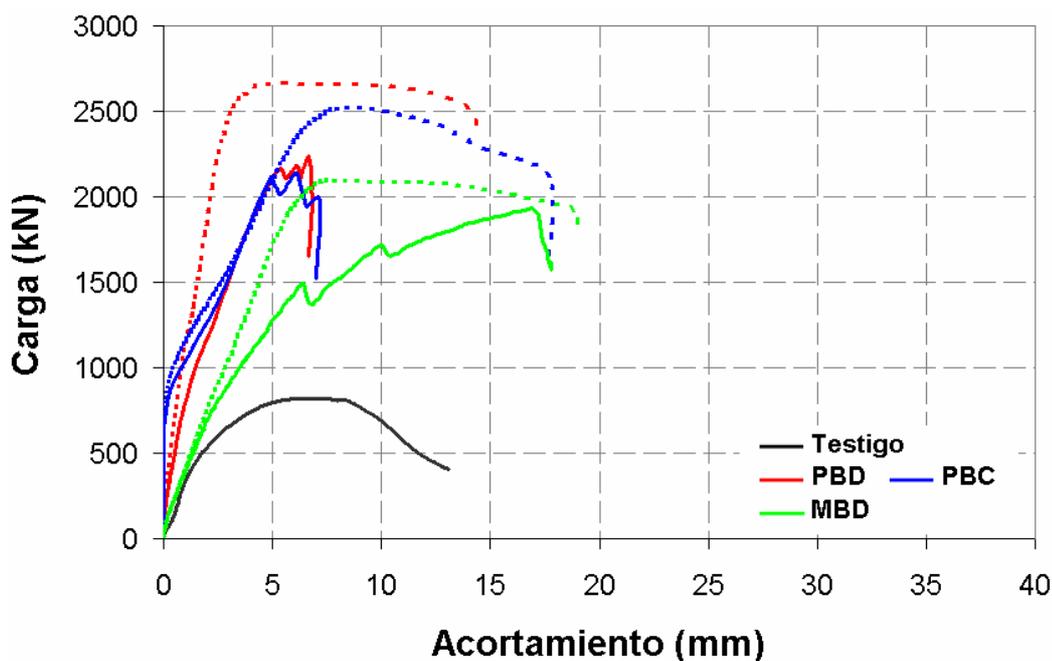


Figura 59. Gráficos carga-acortamiento en soportes reforzados con capitel en la segunda fase experimental.

La figura 59 muestra las gráficas carga-acortamiento de todos los especímenes ensayados en la segunda fase experimental en los que se colocó un capitel para mejorar la transmisión de cargas entre la cabeza del soporte y el tramo de pilar. Las características del hormigón del soporte original fueron idénticas por lo que las diferencias que aparecen se deben únicamente a la configuración del refuerzo.

En el caso de soportes con capitel, no se aprecian diferencias significativas en el acortamiento del soporte reforzado, pero sí una mejora notable del aumento de resistencia de los soportes en que se ha colocado siete presillas por cada lado (PBD y PBC).

La figura 60 muestra los resultados de todos los soportes reforzados utilizando siete presillas por cada lado del pilar, sin capitel (PAD, PAC) y con capitel (PBD y PBC). En ella se observa que el acortamiento de los soportes en que no se utiliza capitel es notablemente superior a los soportes con capitel.

Este fenómeno es más acusado que en los soportes reforzados con cinco presillas por cada lado del pilar, tal y como se ha visto en los resultados obtenidos de la primera fase experimental.

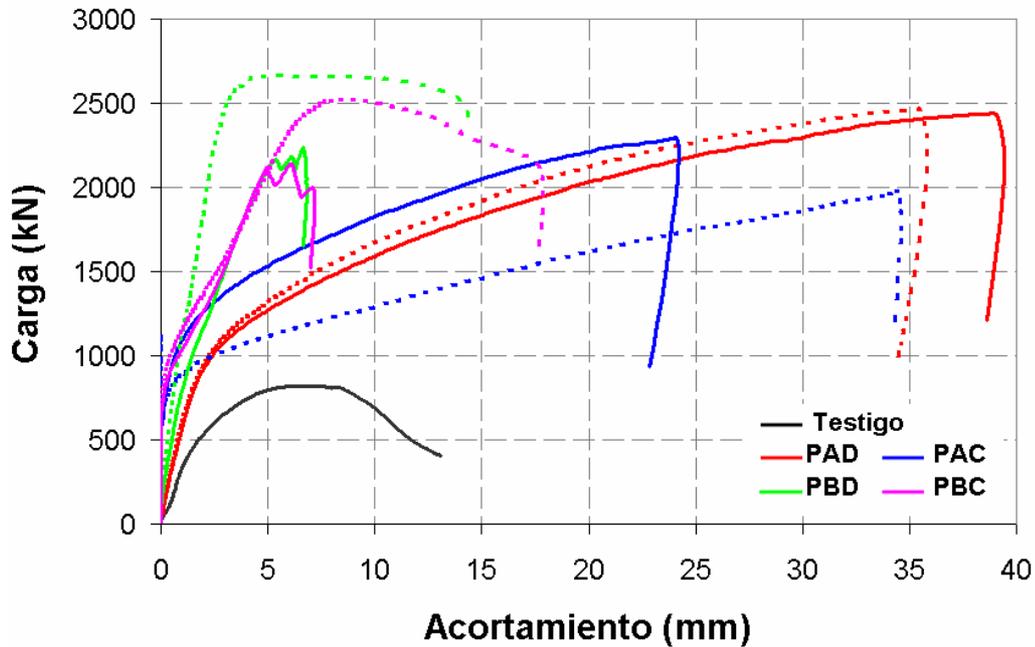


Figura 60. Gráficos carga-acortamiento en soportes reforzados con siete presillas en la segunda fase experimental.

4.2 Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón.

Uno de los aspectos fundamentales del comportamiento del pilar reforzado es el del reparto de cargas soportadas por el acero y el hormigón cuando se procede a cargar el elemento reforzado. Para obtener esta información se colocaron galgas extensométricas en los angulares metálicos y captadores de desplazamiento en el hormigón en las secciones intermedias entre presillas. A partir de los resultados obtenidos en estos elementos de medida se puede conocer el reparto de tensiones entre el pilar original y el material de refuerzo.

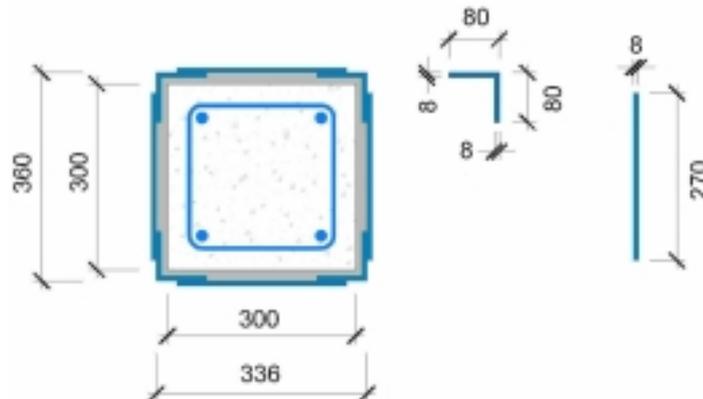


Figura 61. Sección del soporte reforzado. Cotas en mm

En el esquema anterior (fig. 61) se puede ver una sección del soporte reforzado y la colocación de los angulares y presillas metálicas sobre el pilar. Los angulares están adheridos al hormigón con una capa de mortero de cemento o epoxídico. El espacio entre las presillas metálicas y el soporte se rellenó en todos los casos con mortero de cemento para asegurar el total confinamiento del hormigón en las zonas de las presillas.

Una vez obtenida la lectura de las galgas extensométricas se obtiene la tensión soportada por el acero según:

$$\text{Axil en angulares} = \varepsilon * E_a * A_{ang}$$

siendo,

- ε , la deformación del angular medida por la galga extensométrica
- E_a , el módulo de elasticidad del acero obtenido de manera experimental ($E_a = 208040 \text{ N/mm}^2$)
- A_{ang} , el área de los angulares en cada sección del soporte reforzado. En el caso que nos ocupa al ser angulares L80.8, el área será igual a $A_{ang} = 4 * 12,3 \cdot 10^{-2} \text{ mm}^2 = 49,2 \cdot 10^{-2} \text{ mm}^2$

A partir de los valores de la carga soportada por los angulares de acero, y como diferencia con la carga proporcionada por el gato hidráulico, se obtiene el axil soportado por el hormigón del refuerzo original. El valor de este axil estimado en el hormigón se compara con el deducido de la deformación en el hormigón, medida con los LVDT.

El estudio de estos resultados es fundamental para entender como se realiza el reparto de cargas entre ambos materiales y para poder pronosticar el modo de rotura. A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada tipo de soporte y en cada una de las secciones intermedias, a medida que se incrementa el axil hasta la rotura.

4.2.1. Elementos reforzados con 5 presillas por cada cara del soporte.

En los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del mismo, éstas dividen al espécimen en cuatro secciones diferentes según se aprecia en la siguiente figura.

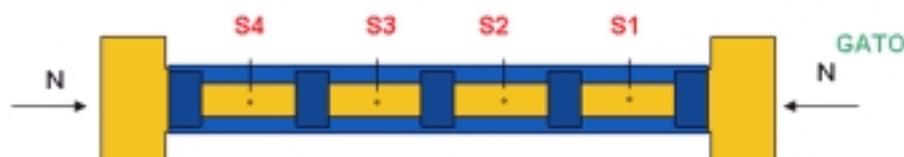


Figura 62. Secciones en que dividen al soporte las cinco presillas.

A continuación las gráficas mostrarán la evolución en el reparto del axil, entre acero de refuerzo y soporte de hormigón original en cada uno de los distintos especímenes. Se aprecia que esta evolución varía a medida que se incrementa la carga hasta la rotura, y que depende considerablemente de la proximidad de la sección a las cabezas del soporte. Se presentan los resultados obtenidos en todos los especímenes reforzados ensayados. En la parte izquierda de la página están las probetas x, y a la derecha las probetas y.

Con el objetivo de facilitar la visualización de la evolución de la distribución de tensiones entre el acero y el hormigón a lo largo de todo el soporte, se presenta la progresión en el reparto de axil para cuatro niveles de carga: carga máxima (N_{max}), 90% de la carga máxima, 75% de la carga máxima y el 50% de la carga máxima.

Previamente a la presentación de los resultados obtenidos en los ensayos de manera gráfica, se señala la sección del soporte donde se produjo la rotura del mismo.

Los especímenes ensayados combinan las distintas variables de diseño. La tabla 19 muestra como se combinan en cada tipo de pilar.

	Capitel	Descarga	Tipo de adhesivo
AD	No	Si	Mortero de cemento
AC	No	No	Mortero de cemento
BD	Si	Si	Mortero de cemento
BC	Si	No	Mortero de cemento
MEAD	No	Si	Mortero epoxídico
MEBD	Si	Si	Mortero epoxídico

Tabla 19. Características de los especímenes con cinco presillas por cada lado del soporte.

Soporte AD primera fase de ensayos

El soporte ADx se rompió por la sección 1, es decir entre las presillas más cercanas a la cabeza en la que se produce la aplicación de la carga con el gato hidráulico.

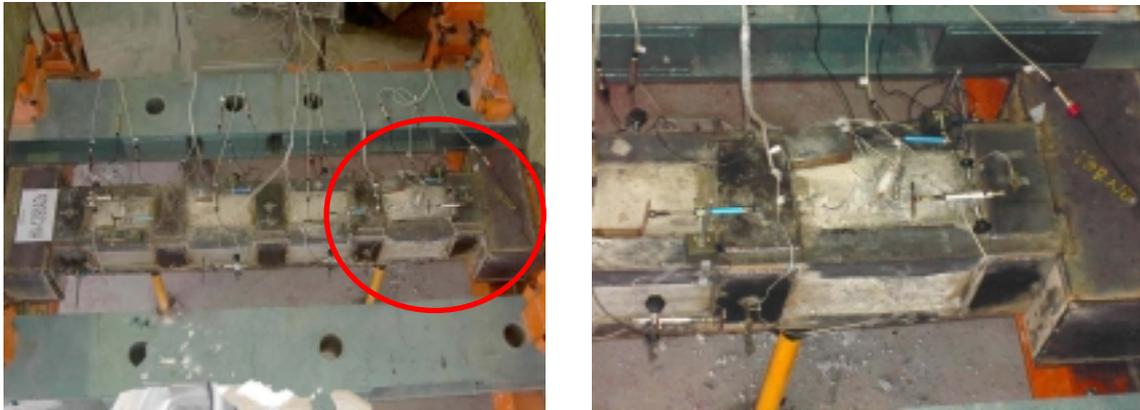


Figura 63. Rotura del espécimen ADx por la sección 1.

Los resultados obtenidos con el espécimen ADy no son significativos ya que no se pudo aplicar la carga correspondiente a la rotura del tramo de pilar. Esto fue debido a que este elemento fue el primero en ser ensayado y presentó un fallo que posteriormente sería subsanado en el resto de especímenes.

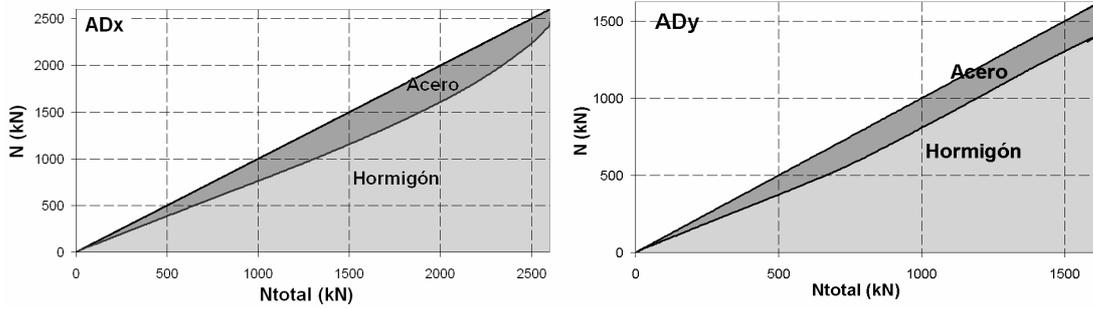
Dicho defecto consistía en la rotura de la cabeza del soporte, que al estar fabricada con el mismo hormigón que el tramo de pilar y no estar reforzada, fallaba al llegar al axil de rotura del hormigón, sin llegar a agotar el tramo de pilar reforzado. Para subsanar este inconveniente se procedió a forrar con chapa de acero las cabezas del resto de especímenes. Esta operación no interfería la investigación, ya que el objeto del presente trabajo es estudiar el tramo de soporte reforzado.



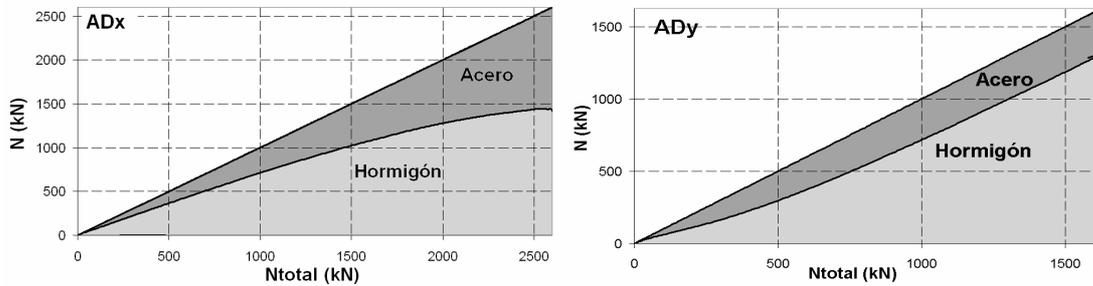
Figura 64. Rotura del espécimen ADy por una de las cabezas.

Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones del pilar.

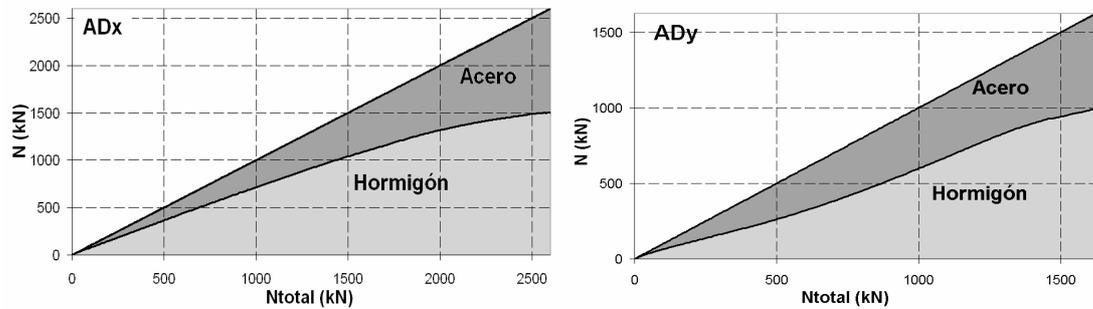
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

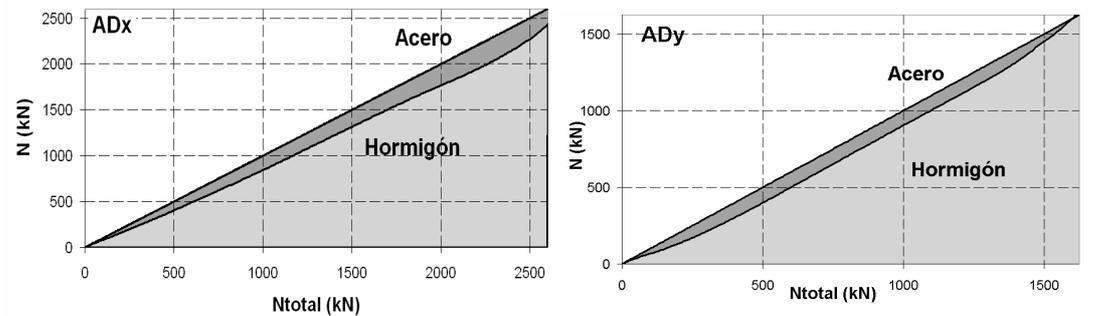


Figura 65. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte ADx

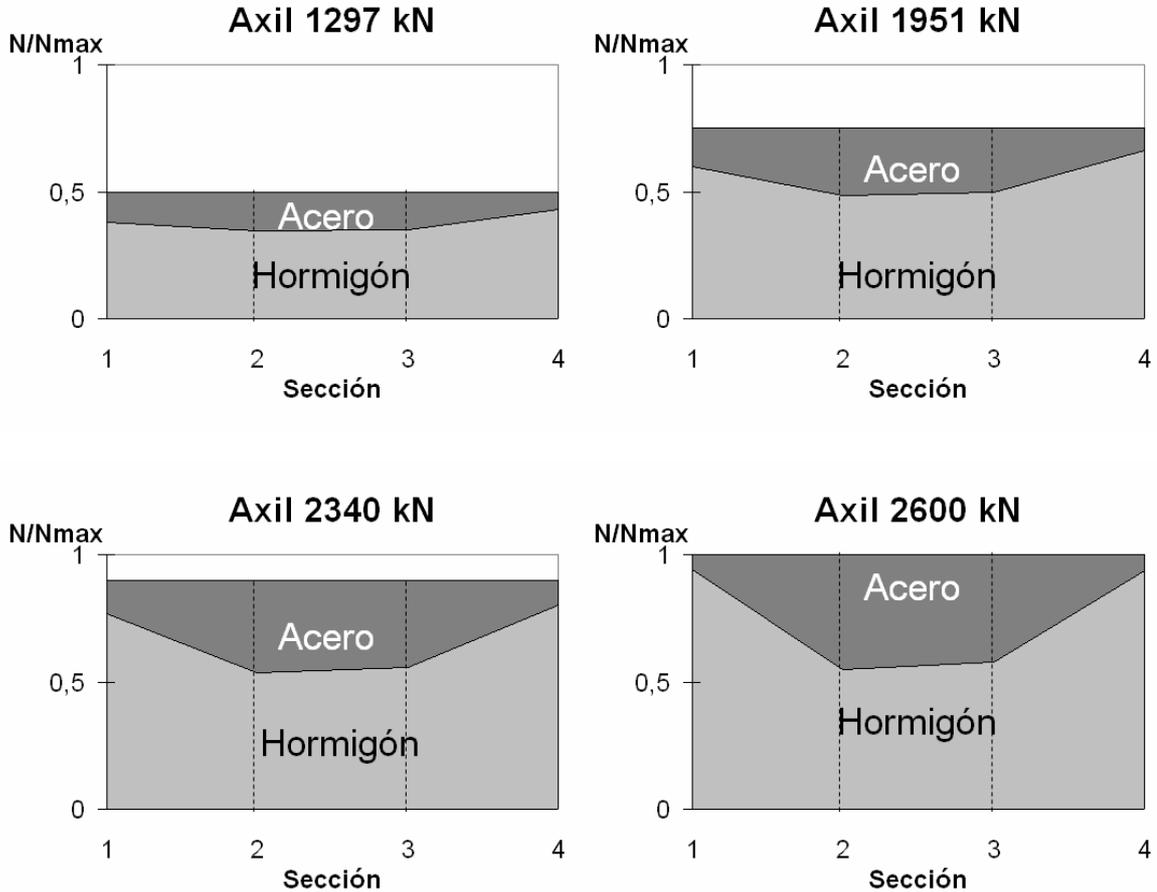


Figura 66. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADx

En las zonas próximas a las cabezas (secciones 1 y 4) el hormigón está soportando un axil muy superior a su axil de rotura (en este caso 1576 kN). Esto es debido al confinamiento que ejerce la jaula de acero sobre el hormigón. Este efecto se empieza a apreciar para cargas correspondientes al 75% del axil máximo y a medida que este aumenta se acentúa.

Es de suponer por tanto, que las presillas 1, 2, 4 y 5 estarán fuertemente traccionadas y que el hormigón en las secciones 1 y 4 ejercerá un fuerte empuje a los angulares situados en las esquinas (esto se corrobora en el apartado 4.3)

El empuje del hormigón sobre los angulares les impone un fuerte momento, llevándolos hasta la plastificación (ver fig. 63). Aparentemente esta plastificación del acero marca el límite del confinamiento en el hormigón y, por tanto, el de su capacidad portante. Este mecanismo parece ser el responsable de la rotura de soportes reforzados con cinco presillas sin capitel, en las proximidades de las cabezas del mismo.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{max}$, $0.75N_{max}$, $0.90N_{max}$ y N_{max}). Se ha considerado el valor del N_{max} del espécimen ADx.

Soporte ADy

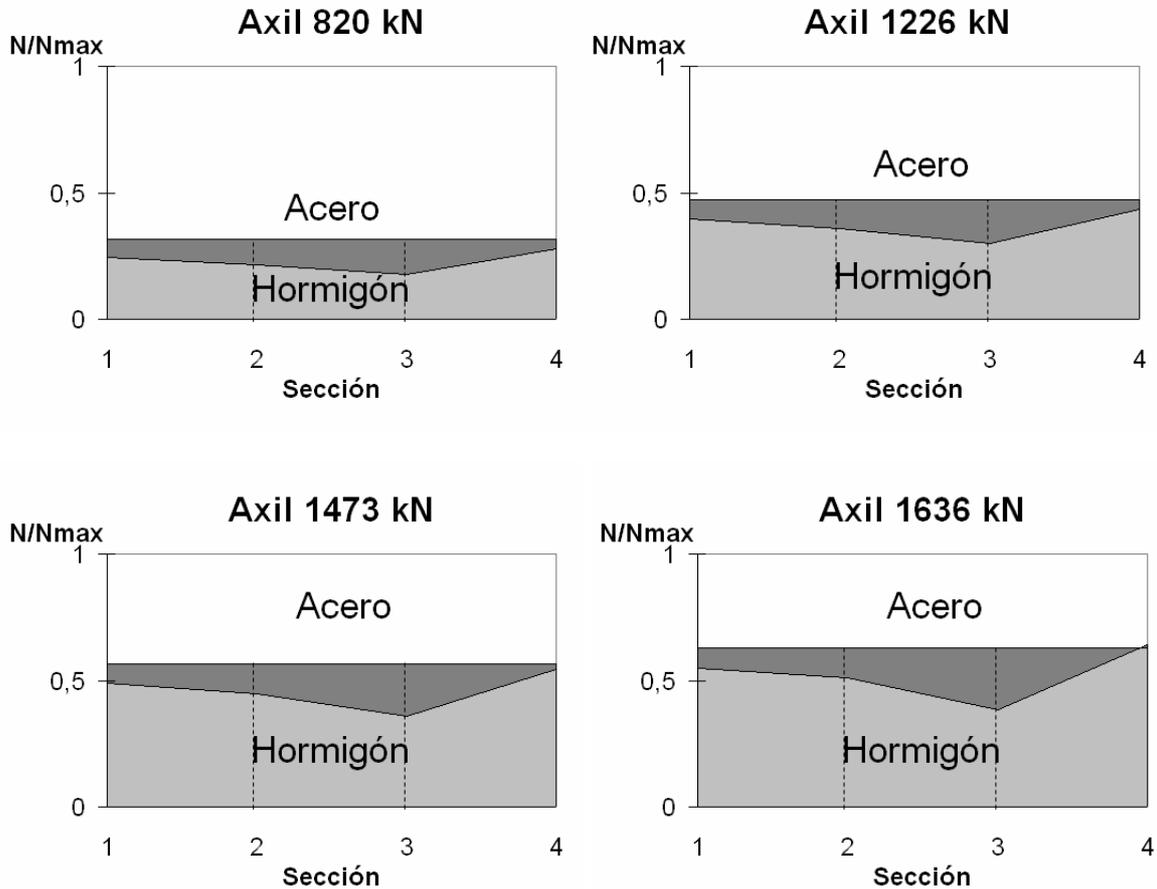


Figura 67. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADy.

El soporte ADy fue el primer espécimen en ser ensayado una vez reforzado. Como se ha comentado anteriormente los datos recogidos durante el experimento no se han tenido en cuenta en los análisis posteriores, por el defecto aparecido durante el ensayo. En el capítulo anterior se explica que en la primera fase de ensayos todos los pilares de hormigón armado con sus correspondientes cabezas fueron fabricados en el laboratorio para garantizar las condiciones de baja resistencia necesarias para simular situaciones reales de necesidad de refuerzo. Al proceder a la precarga de los especímenes, refuerzo y someterles al ensayo, se pensó que sería suficiente con un fuerte armado de las cabezas del soporte para que esta aguantara al menos las cargas que producen el agotamiento del elemento reforzado. Esto no fue así produciéndose la rotura de las cabezas sin llegar a obtener resultados significativos en cuanto al comportamiento del tramo de pilar. Para subsanar este inconveniente se procedió al refuerzo con chapas metálicas de las cabezas del resto de especímenes de manera que este no interviniera en el comportamiento

Soporte AD segunda fase de ensayos

El hormigón empleado para fabricar los pilares de la segunda fase experimental tenían una resistencia inferior al utilizado en la primera fase. Esta diferencia es la que provoca la rotura a diferentes axiles, una vez reforzado, pero las pautas de comportamiento son similares a los soportes AD ensayados en la primera fase.

La rotura del espécimen ADx ocurrió en las secciones 1 y 4 simultáneamente, y en la figura 68 se aprecia tanto las fisuras aparecidas en estas secciones de hormigón como el estriado del acero debido a las tensiones soportadas.

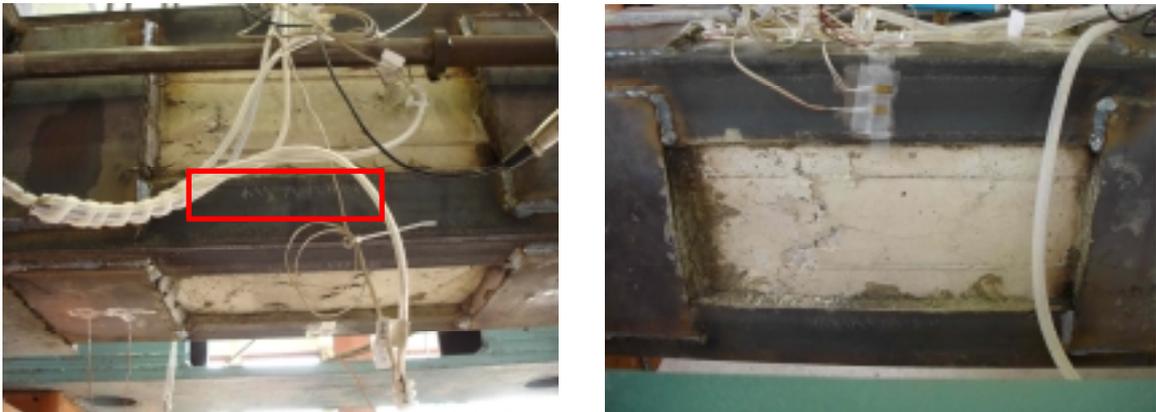


Figura 68. Rotura del espécimen ADx por la sección 1 y 4.

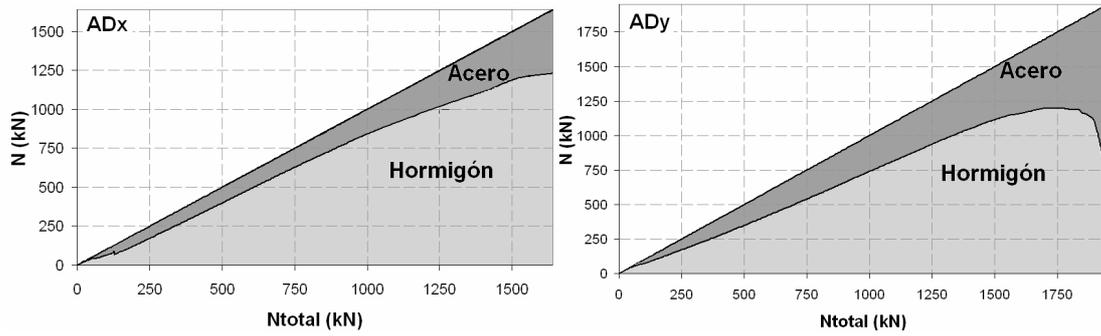
Debido a la experiencia ganada en la primera fase de ensayos las cabezas de los especímenes ADx y ADy de la segunda fase de ensayos fue realizada con hormigón de alta resistencia por lo que no fue necesario reforzarla ni reprodujo la rotura de la misma.

La rotura del espécimen ADy también ocurrió por la sección 1 y 4 simultáneamente.

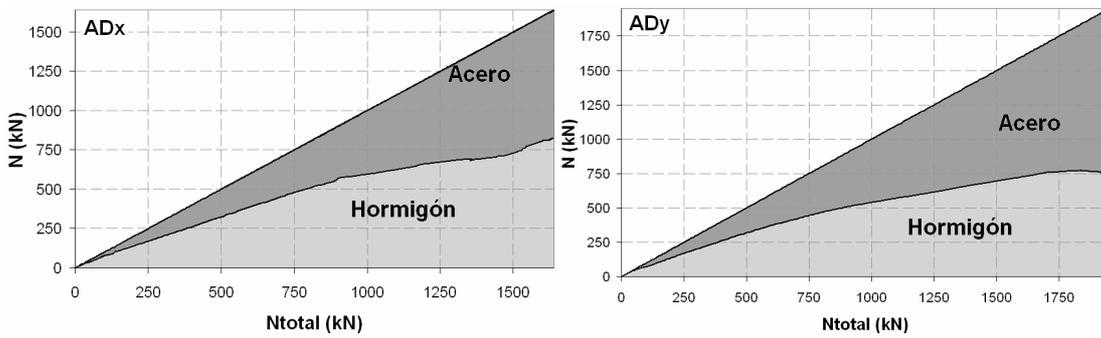


Figura 69. Rotura del espécimen ADy por las secciones 1 y 4.

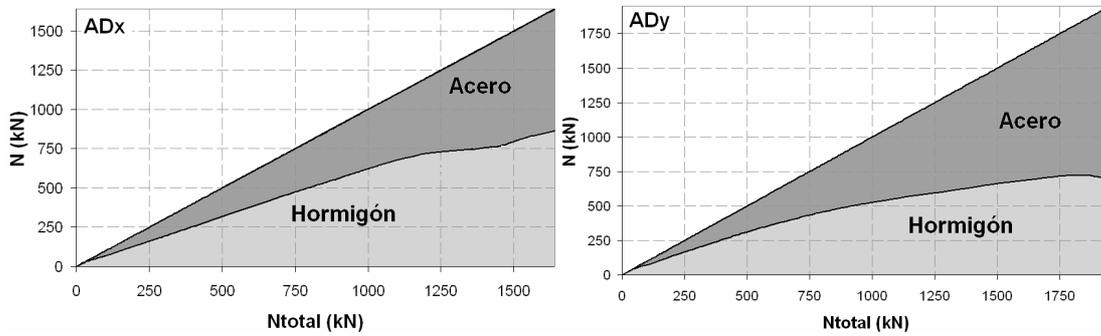
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

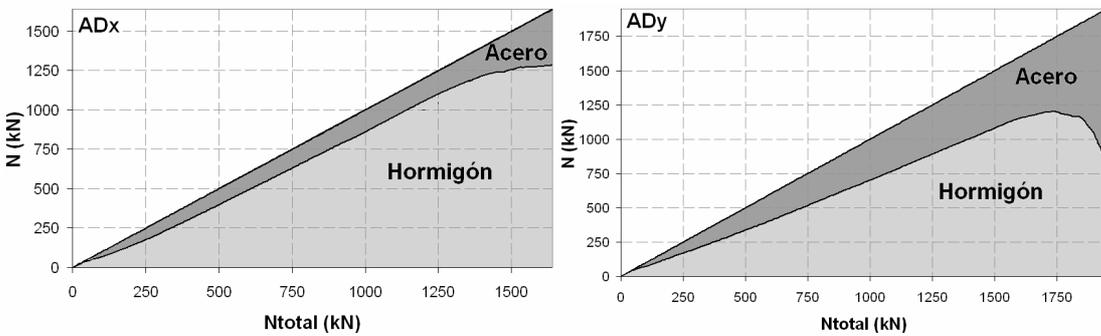


Figura 70. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte ADx segunda fase experimental

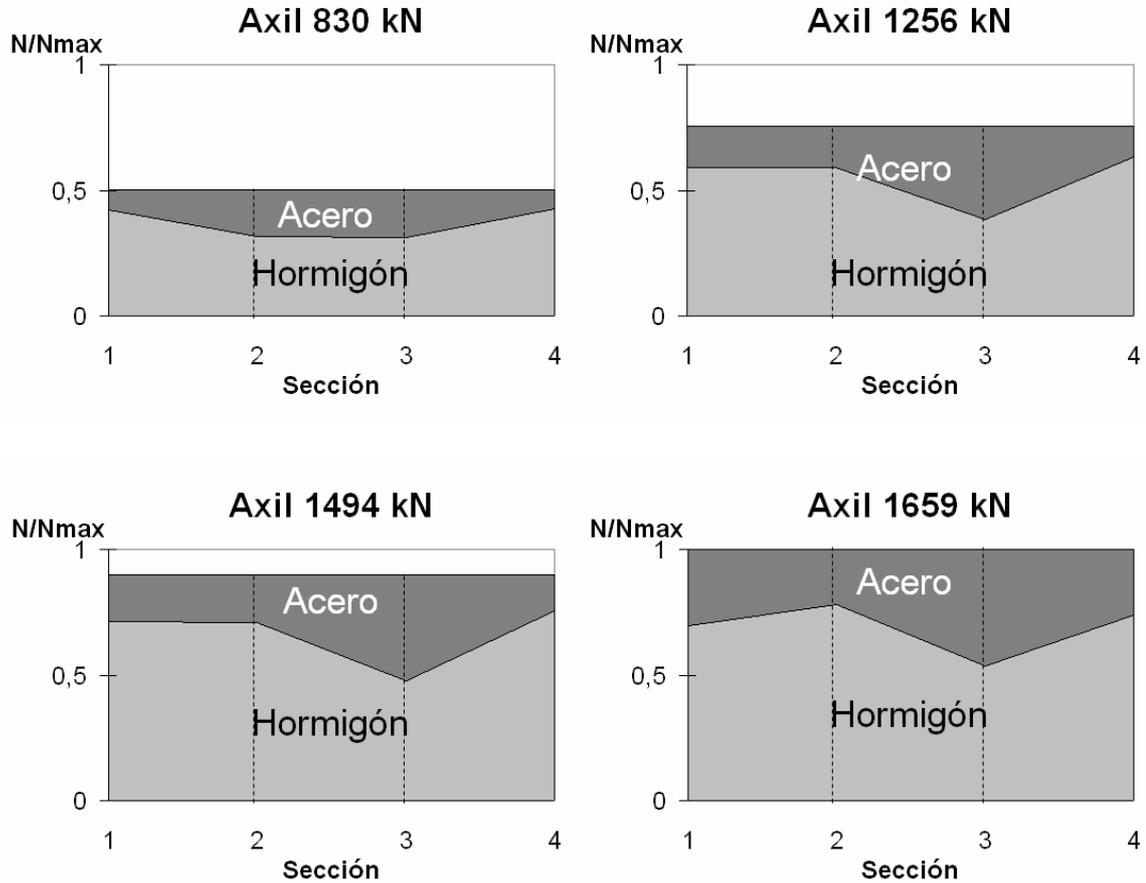


Figura 71. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADx

En las zonas próximas a las cabezas (secciones 1 y 4) el hormigón está soportando un axil muy superior a su axil de rotura (en este caso 946 kN). Esto es debido al confinamiento que ejerce la jaula de acero sobre el hormigón. Este efecto se empieza a apreciar para cargas correspondientes al 75% del axil máximo y a medida que este aumenta se acentúa.

El comportamiento de los soportes reforzados con cinco presillas por cada lado del pilar y sin capitel, ensayados en la segunda fase experimental, tienen un comportamiento análogo a los ensayados en la primera fase.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte ADy segunda fase experimental

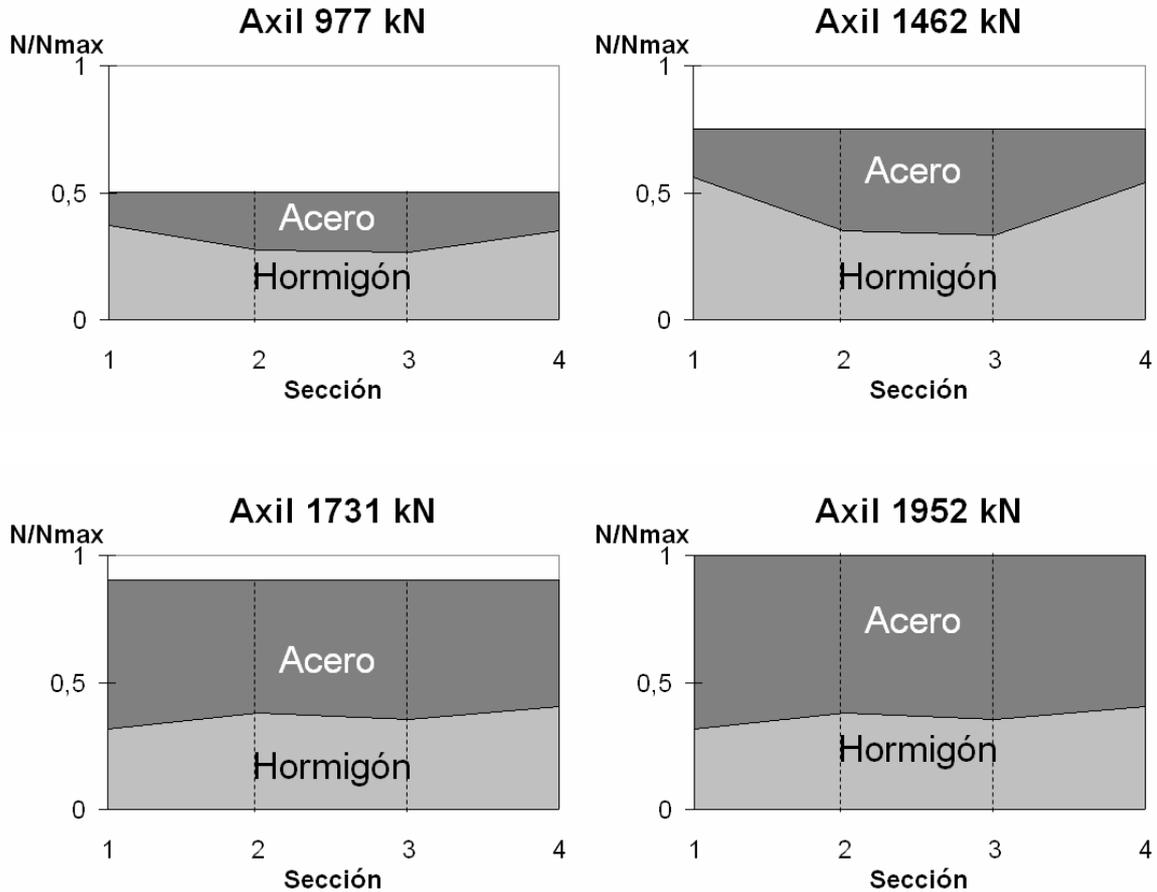


Figura 72. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ADy.

El soporte ADy de la segunda fase experimental se comportó de manera muy similar al espécimen ADx de la primera y segunda fase.

Se ha producido una transferencia de cargas mayor al acero, por lo que se ha alcanzado un axil último de rotura mayor que en el soporte ADx.

Soporte AC

La rotura en el soporte ACx se produjo simultáneamente en las secciones 1 y 4. Visualmente el hormigón estaba más fisurado en la sección 1. En el detalle de la figura 73 se puede apreciar las estrías que aparecen en el acero al estar sometido a grandes esfuerzos.



Figura 73. Rotura del espécimen ACx en las secciones 4 y 1. Detalle del acero del angular estriado debido a las altas tensiones soportadas.

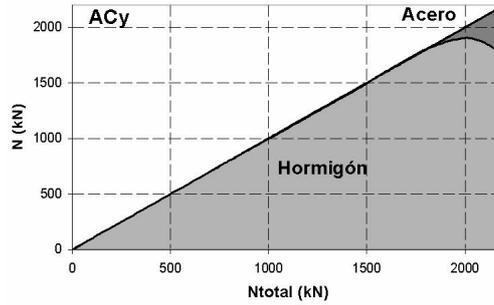
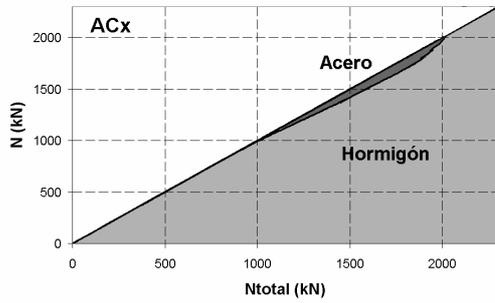
La rotura del soporte ACy se produjo en la sección 1, es decir entre las dos presillas más cercanas a la cabeza en que se proporciona la carga con el gato hidráulico. En este espécimen se alcanzó la carga máxima en el límite de la carrera del gato hidráulico. En las fotografías (fig. 74) se puede apreciar las grandes deformaciones que aparecieron en la jaula de acero en la sección de rotura.



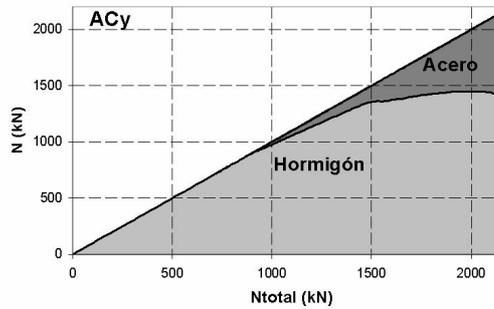
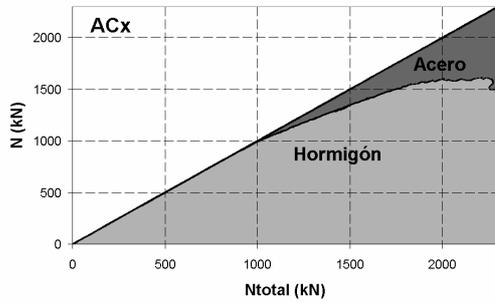
Figura 74. Rotura del espécimen ACy en la sección 1.

Soporte AC

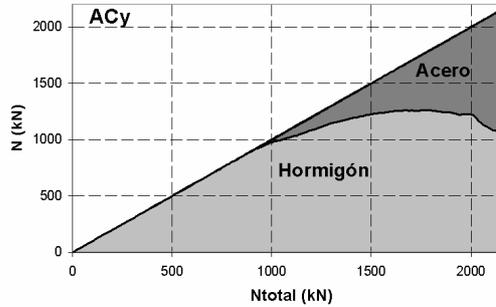
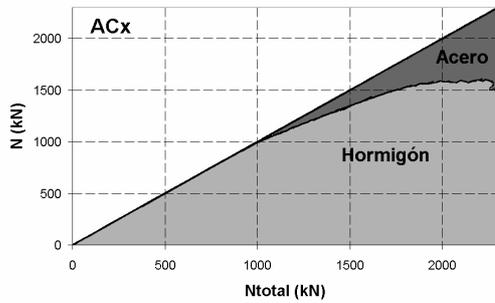
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

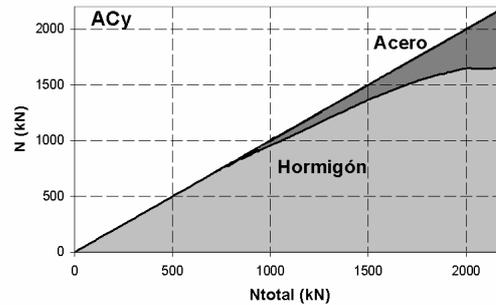
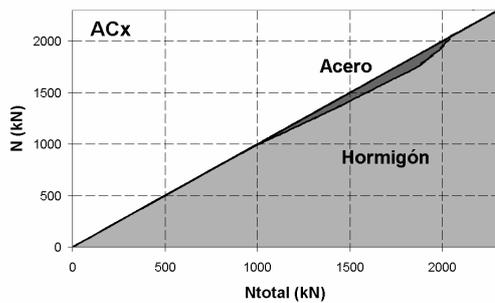


Figura 75. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes AC.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{max}$, $0.75N_{max}$, $0.90N_{max}$ y N_{max}).

Soporte ACx

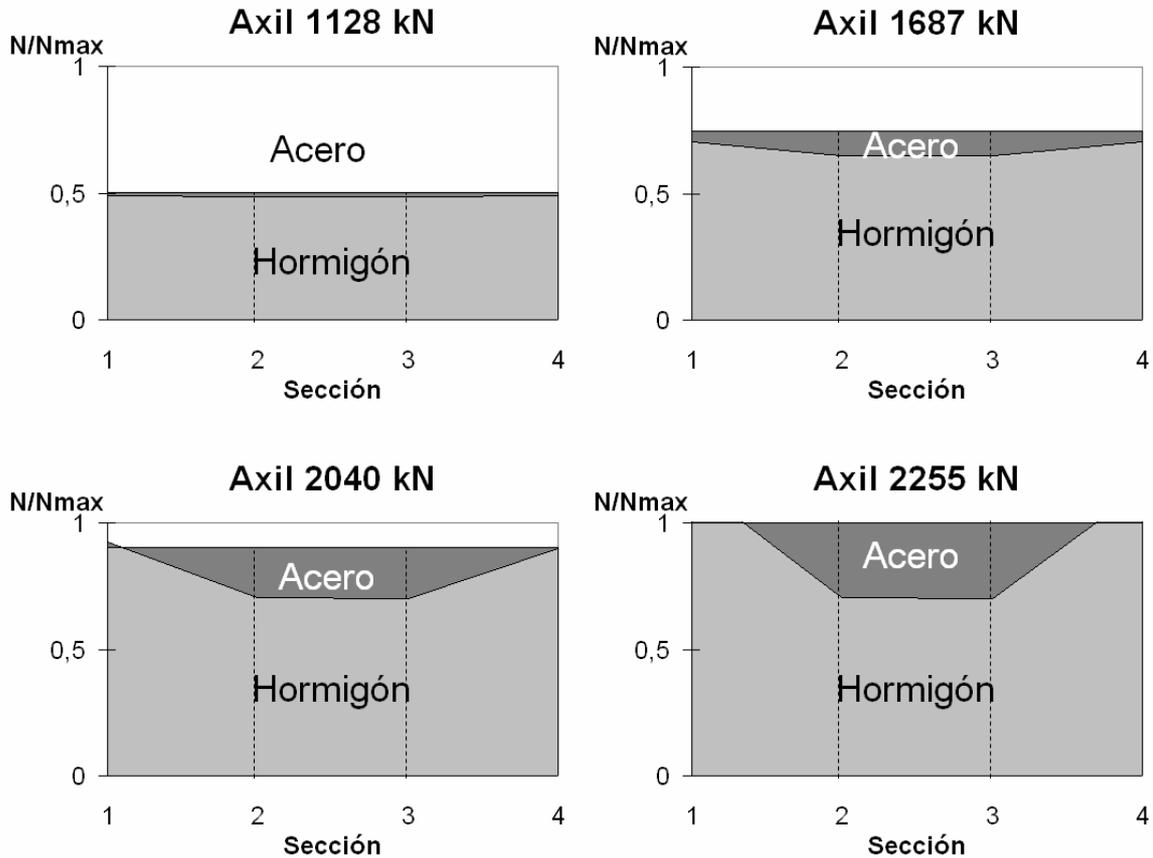


Figura 76. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ACx

En el presente espécimen, ACx se repite el mismo mecanismo de rotura que en los soportes AD. La diferencia más notable se debe al momento de inicio de transmisión de cargas del hormigón a la jaula de acero, más tardía que en los soportes AD ya que la ejecución del refuerzo se realiza con el pilar de hormigón cargado.

Una vez superado el 60% de la carga máxima, el hormigón está soportando axiles superiores a su carga de rotura (1297 kN). Esto se atribuye una vez más al confinamiento a que está sometido el pilar de hormigón.

Igual que en los soportes AD, el empuje del hormigón sobre los angulares les impone un fuerte momento flector que los lleva a plastificar. Esto explica que en el momento de la rotura los angulares de la sección 1 y 4 estén plastificados. Este mecanismo parece ser el responsable de la rotura de soportes reforzados con cinco presillas sin capitel, en las proximidades de las cabezas.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte ACy

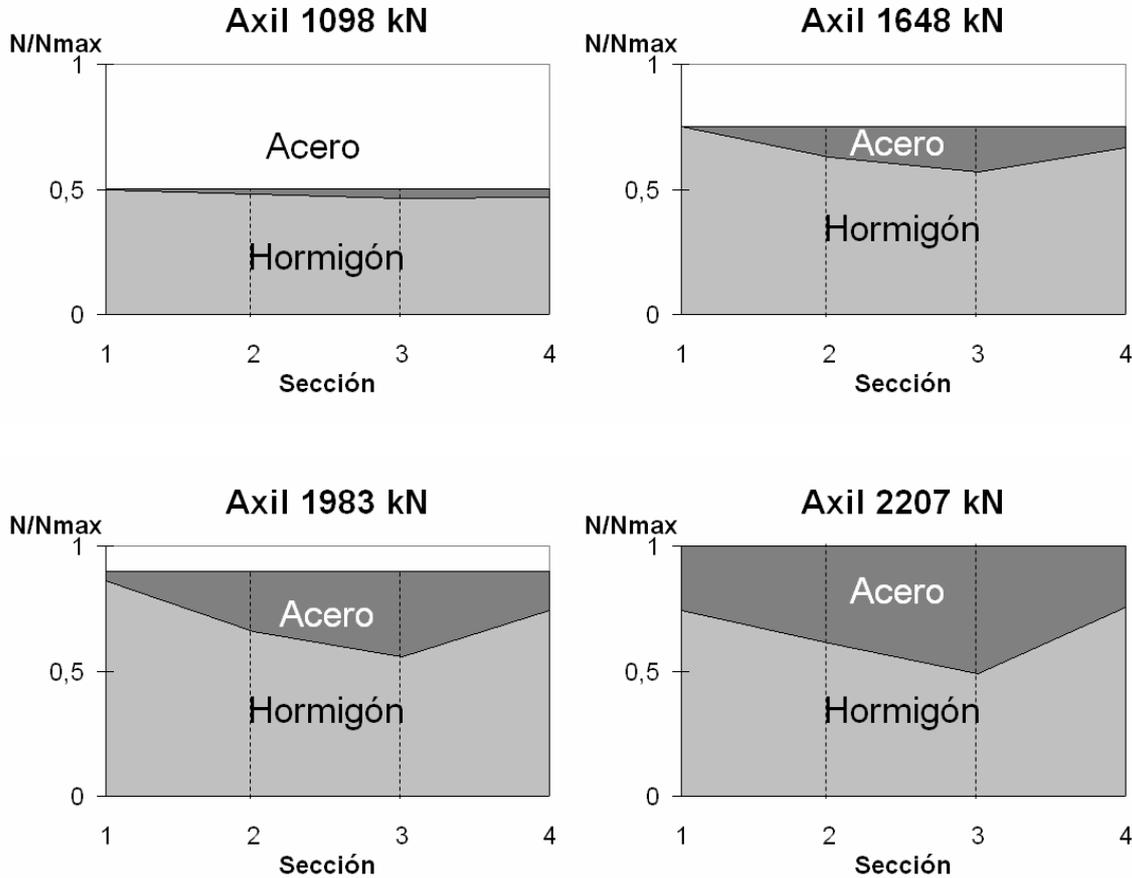


Figura 77. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte ACy

En la probeta ACy, al igual que en la anterior, es muy difícil determinar en qué momento se produce la rotura del elemento reforzado, ya que si bien el soporte es capaz de seguir soportando mas carga (en este caso concreto, se detuvo el ensayo por la finalización de la carrera del gato hidráulico), el acero del refuerzo está en algunas secciones plastificado, produciéndose grandes deformaciones. En los dos casos ACx y ACy se podría considerar como carga última la correspondiente al 90% de la carga de la que se disponen datos.

En los gráficos de la figura 77 este hecho se ve claramente, al mostrarse en el reparto de un axil de 1983 kN el gran esfuerzo a que está sometido el hormigón en la sección 1, lo que le provoca la rotura. Este hecho acompañado del empuje que produce el hormigón sobre la jaula de acero hace que las galgas situadas en las secciones 1 y 4 muestran grandes deformaciones. Esto unido a la metodología empleada para conocer los esfuerzos en el acero (Axil en angular = $\varepsilon * E * A$), induce a dibujar el último gráfico de la serie, correspondiente a un axil de 2207 kN, aunque no se puede asegurar que el reparto de cargas sea el correcto.

Soporte BD

La rotura en el soporte BDx se produjo en la sección 1. En la siguiente fotografía se puede apreciar la flexión del acero del angular. La rotura del espécimen BDy también ocurrió en la sección 1.



Figura 78. Especimen BDx antes del ensayo y rotura por la sección 1.



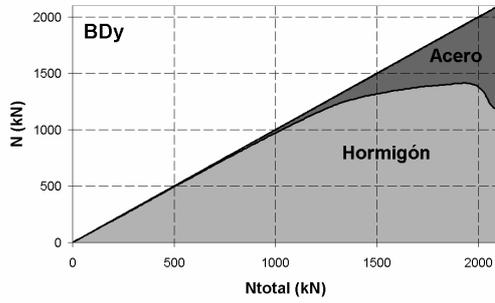
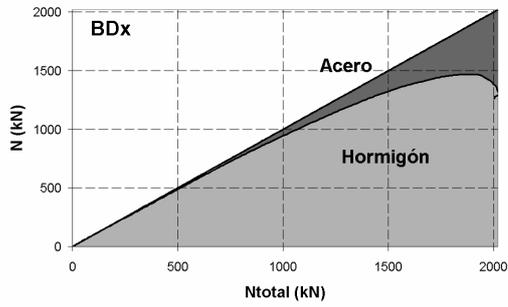
Figura 79. Rotura del espécimen BDy por la sección 1.

Es importante remarcar que en los especímenes BD y BC se sustituyó la presilla más cercana a la cabeza del soporte por el capitel (no se añadió el capitel sobre la presilla). Esto va a provocar que el hormigón del pilar original esté menos confinado que en los casos anteriores (AD y AC) ya que la anchura del capitel era de 80 mm frente a los 160 de la presilla. Este detalle se aprecia claramente en las figuras 78 y 79.

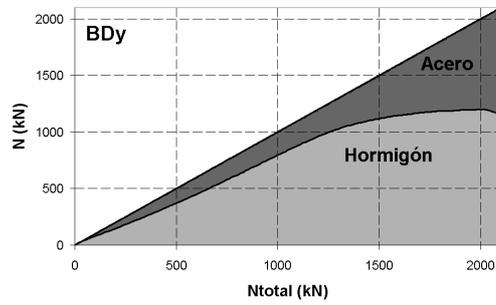
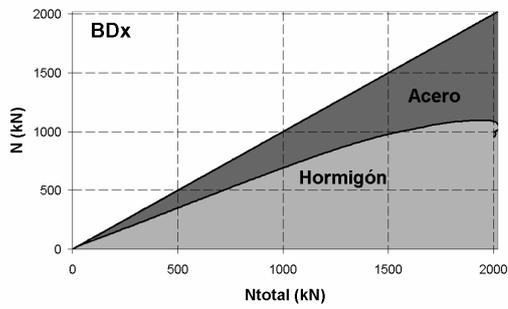
Aparentemente, este hecho, que buscaba reducir el efecto del confinamiento sobre el hormigón para separarlo mejor del de transmisión directa, ha producido un resultado no deseado. En efecto, en las figuras 78 y 79 se observa cómo la rotura se produce por una abolladura del angular cerca del capitel. El límite de carga en el acero viene dado por tanto por este efecto local.

Soporte BD

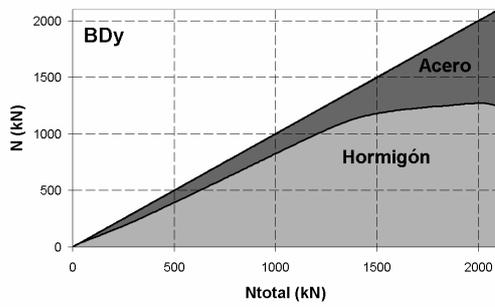
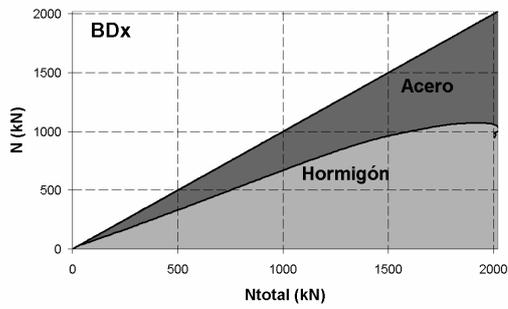
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

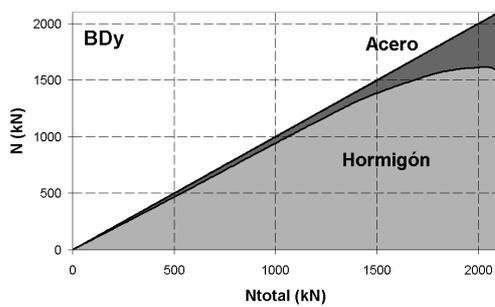
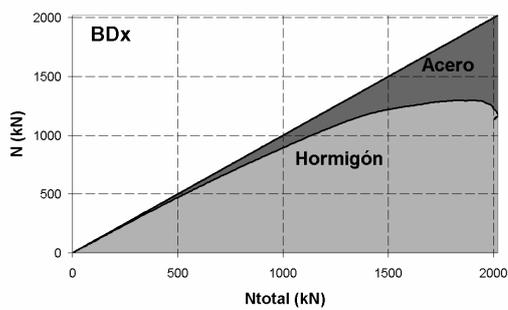


Figura 80. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes BD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte BDx

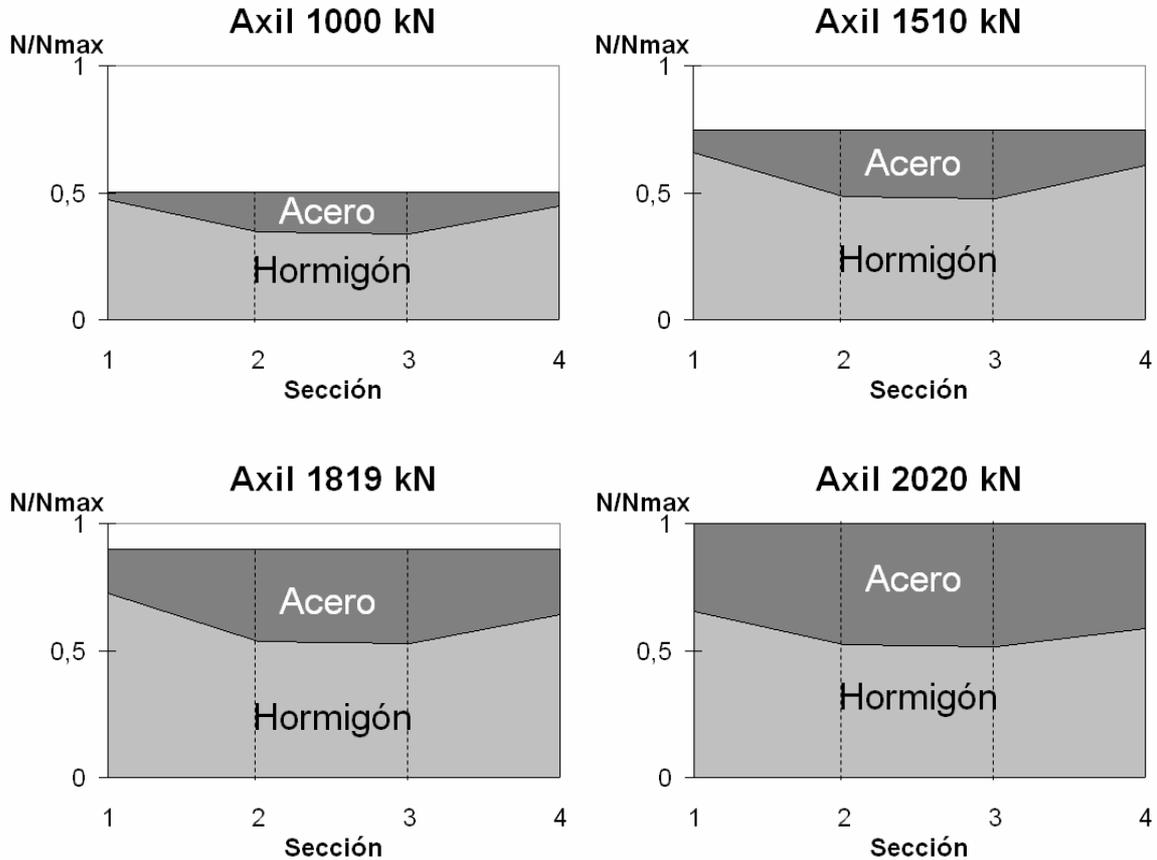


Figura 81. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BDx

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores la colocación de un capitel entre el acero del refuerzo y la cabeza de hormigón, mejora notablemente el reparto de cargas entre los dos elementos. El capitel facilita la entrada en carga del refuerzo de manera directa, en los soportes sin capitel vistos hasta ahora, la transmisión de cargas entre acero y hormigón se realizaba por transferencia de esfuerzos a través de las presillas.

Aunque en las secciones 1 y 4 el hormigón del pilar está sometido a cargas ligeramente superiores a su axil último (1135 kN), el incremento de la carga última respecto del pilar sin confinar es apenas significativo. Esto es debido a que la rotura se produce debido a un efecto local de abolladura en el ala de los angulares. Esta rotura local limitó la carga absorbida por los angulares y prácticamente eliminó su efecto de confinamiento sobre el hormigón.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte BDy

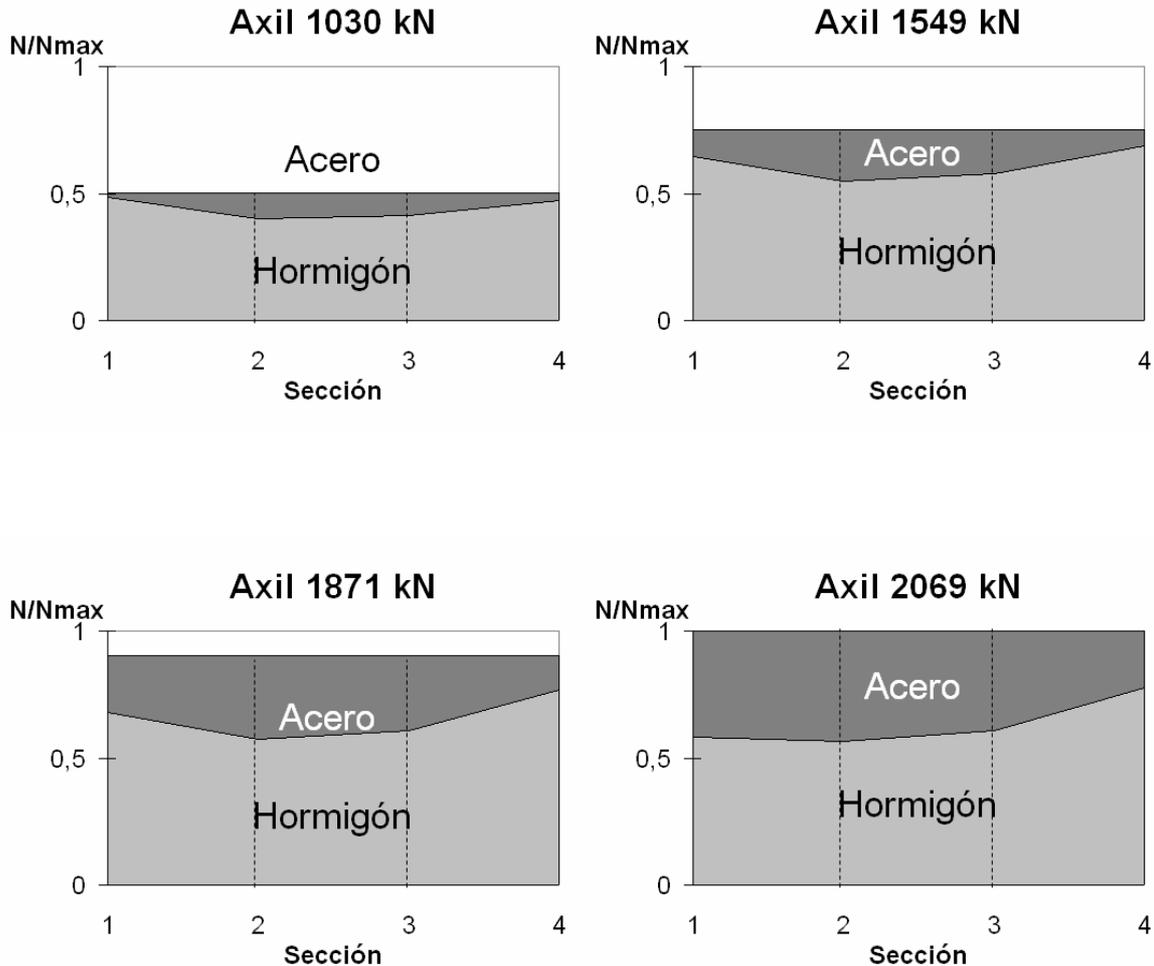


Figura 82. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BDy

El espécimen BDy presenta el mismo comportamiento que su gemelo BDx, presentando una pequeña asimetría entre los esfuerzos soportados en la sección 1 y 4 del elemento. Esta asimetría puede estar provocada por un pequeño descentrado del elemento en el pórtico de ensayo, pero no causa ningún perjuicio en el experimento, llegando a un axil máximo similar al del soporte BDx.

En el tramo central del pilar, al igual que en todos los casos vistos hasta ahora, el hormigón y el acero se deforman conjuntamente, como si se tratara de una sección mixta.

Soporte BC

La rotura en el soporte BCx se produjo en la sección 4. En la siguiente fotografía se puede apreciar la flexión del acero del angular y las estrías que han aparecido en la superficie del mismo.



Figura 83. Rotura del espécimen BCx por la sección 4.

La rotura en el soporte BCy se produce simultáneamente en la sección 1 y 4 registrándose lecturas en las galgas extensométricas prácticamente iguales para valores de axil máximo. La diferencia aparece en el momento en que los angulares de la sección 4 se abollan por el efecto de rotura local. A partir de este momento estos angulares presentan una gran deformación, tal y como muestran las siguientes fotografías.

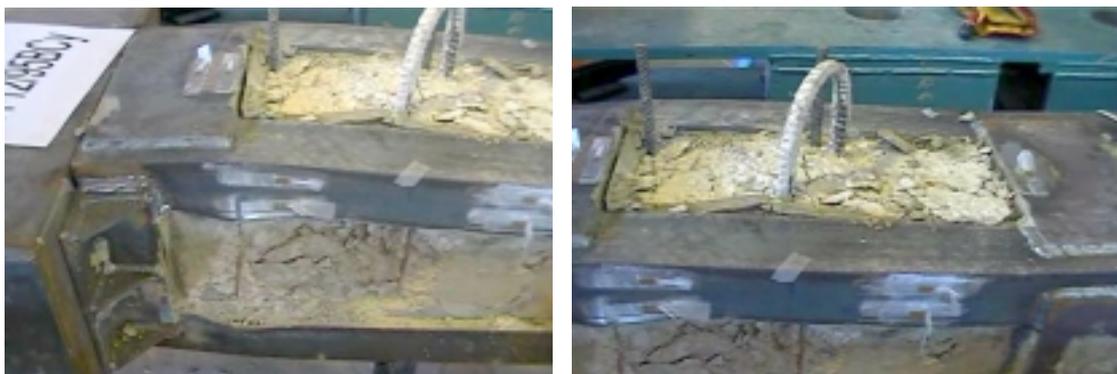
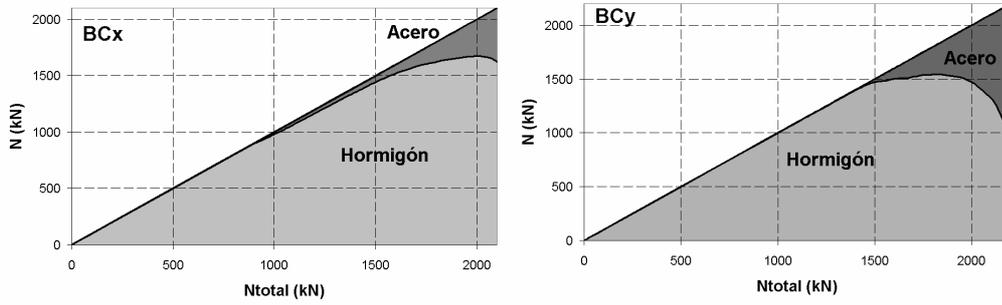


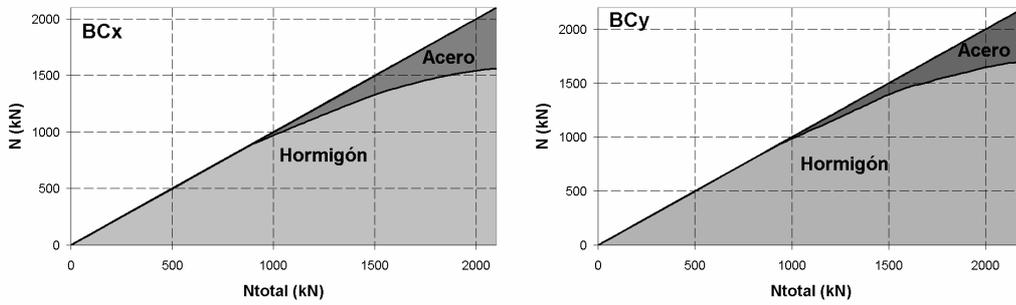
Figura 84. Rotura del espécimen BCy por la sección 4.

Soporte BC

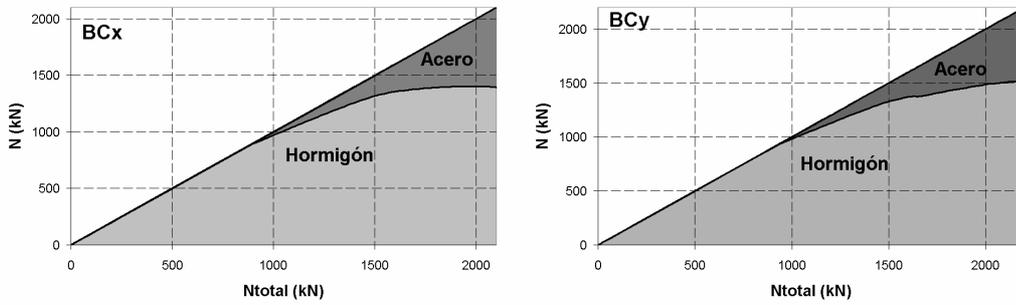
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

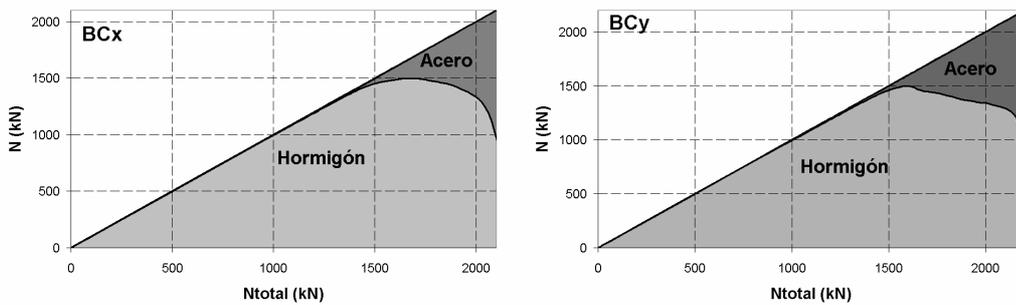


Figura 85. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes BC.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte BCx

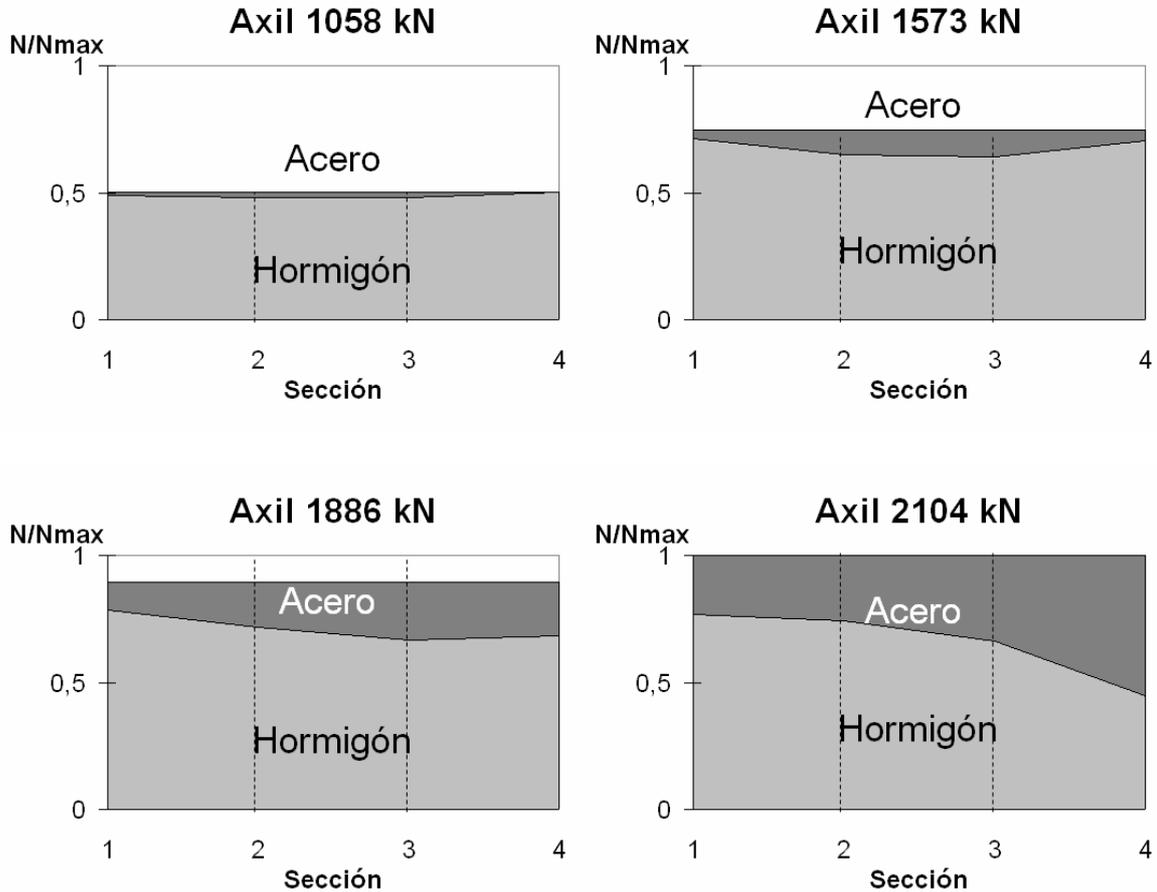


Figura 86. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BCx

Al igual que en los soportes BD, la colocación de un capitel entre el acero del refuerzo y la cabeza de hormigón, mejora notablemente el reparto de cargas entre los dos elementos. En este caso el efecto es menos acusado debido a que cuando el acero de refuerzo empieza a recibir cargas el hormigón está soportando un axil de aproximadamente 90 Tn.

El soporte BCx rompe por la sección 4 cuando el hormigón ha superado considerablemente su resistencia característica debido al efecto del confinamiento. Este efecto se ve interrumpido al producirse la abolladura de los angulares por el efecto local en su unión con el capitel. Esto causa una disminución del confinamiento del hormigón, produciéndose la rotura del mismo en esta sección.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte BCy

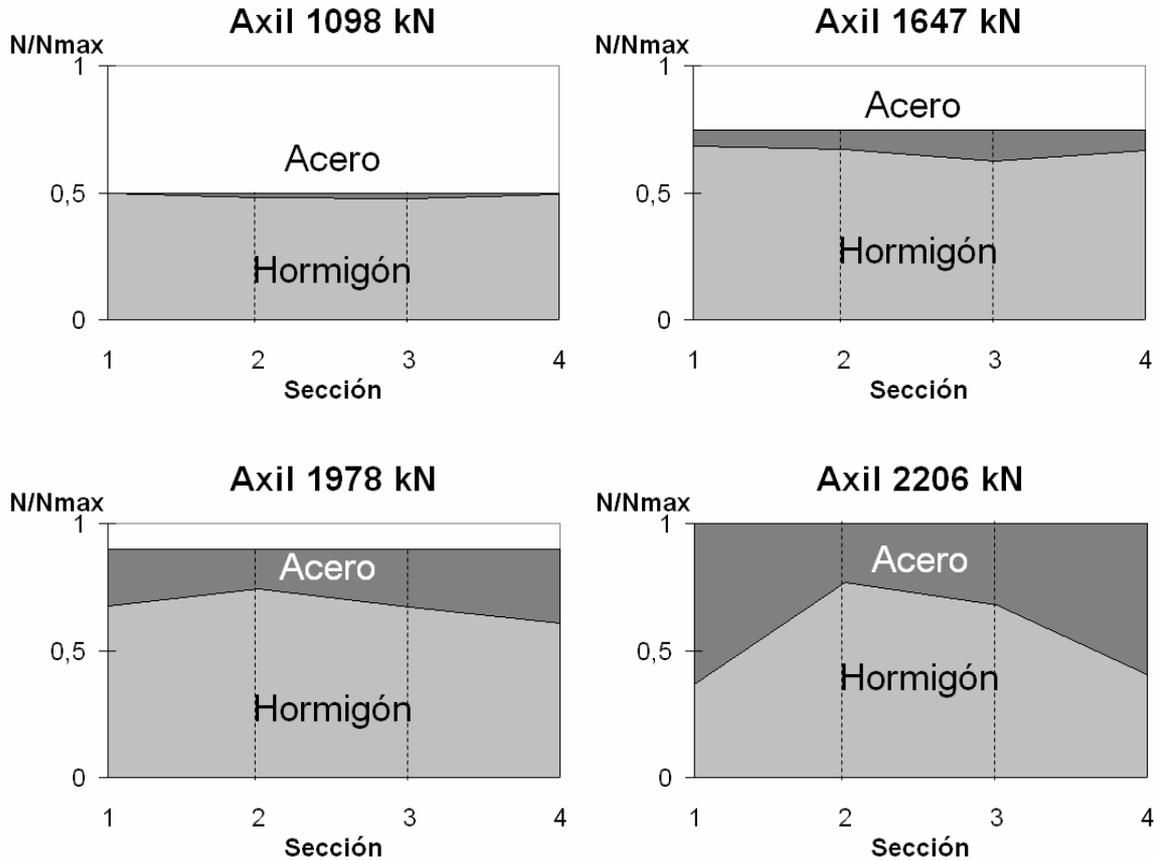


Figura 87. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte BCy

El comportamiento del soporte BCy es similar al de su gemelo BCx.

El soporte BCy también rompe por la sección 4 cuando el hormigón ha superado considerablemente su resistencia característica debido al efecto del confinamiento. Este efecto se ve interrumpido al producirse la abolladura de los angulares por el efecto local en su unión con el capitel. Esto causa una disminución del confinamiento del hormigón, produciéndose la rotura del mismo en esta sección.

Soporte MEAD

La rotura en el soporte MEADx se produjo simultáneamente en las secciones 1 y 4. En la figura 88 se puede apreciar la fisuración en el hormigón, que soportó cargas superiores a las correspondientes a su resistencia debido al confinamiento que ejerce la jaula de acero.



Figura 88. Rotura del espécimen MEADx simultáneamente por la sección 1 y 4.

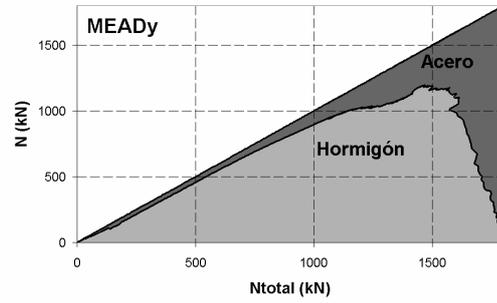
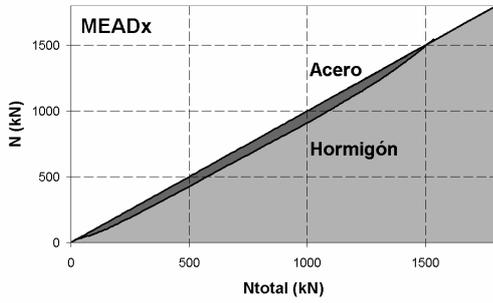
El soporte MEADy también rompió por las secciones 1 y 4, pero de un modo diferente al espécimen anterior. Como se aprecia en la figura 89, en el momento de la rotura, los angulares estaban en contacto con la cabeza del hormigón. Este contacto provocó que hubiera transmisión directa de cargas desde la cabeza del soporte a la jaula de acero. Este hecho explica la diferencia de reparto de cargas entre el refuerzo y el pilar original existente entre el soporte MEADx y el MEADy.



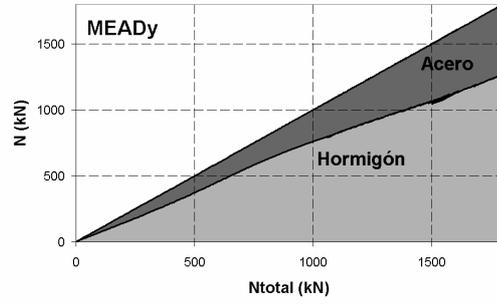
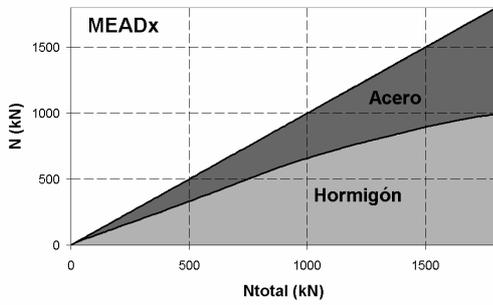
Figura 89. Rotura del espécimen MEADy simultáneamente por la sección 1 y 4.

Soporte MEAD

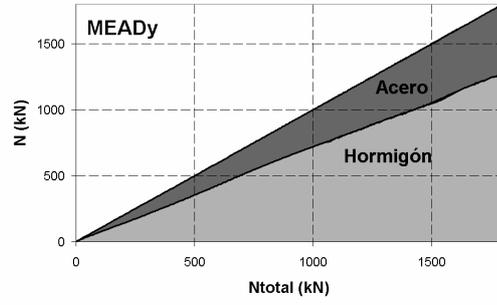
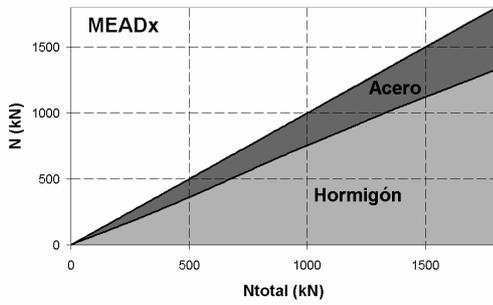
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

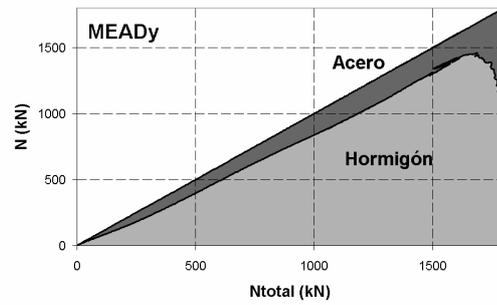
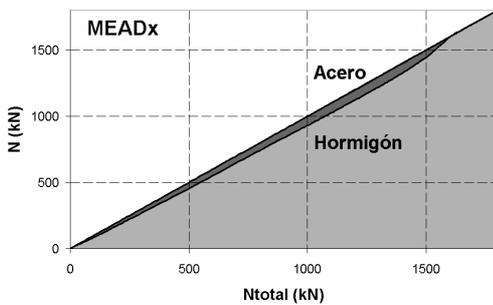


Figura 90. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes MEAD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte MEADx

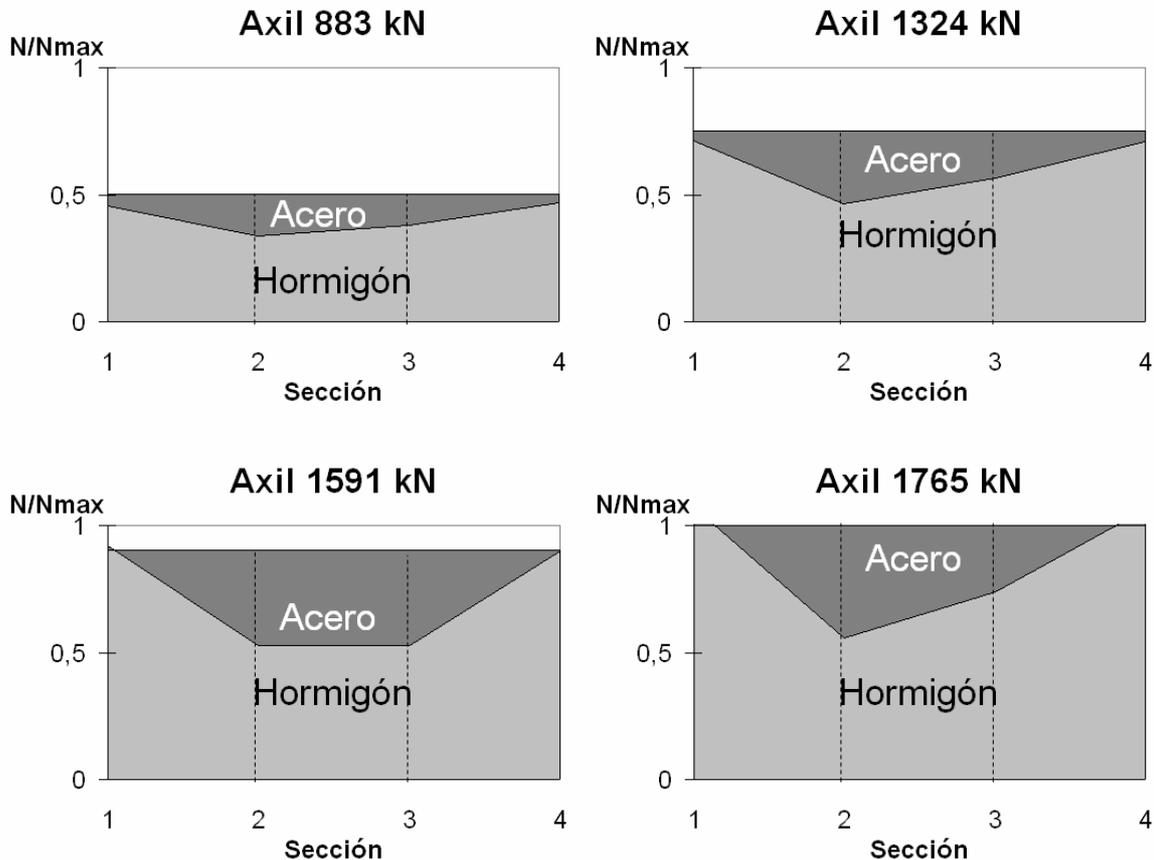


Figura 91. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEADx

Se puede decir que el soporte MEADx se comporta de manera similar al ADx. Recordemos que la diferencia entre los especímenes AD y MEAD es el tipo de adhesivo utilizado para pegar los angulares de acero en las esquinas del soporte de hormigón.

Al igual que en los soportes AD, en las zonas próximas a las cabezas (secciones 1 y 4) el hormigón está soportando un axil muy superior a su axil de rotura (en este caso 946 kN). Esto es debido al confinamiento que ejerce la jaula de acero sobre el hormigón. Este efecto se empieza a apreciar para cargas correspondientes al 60% del axil máximo y a medida que aumenta se acentúa.

El empuje del hormigón sobre los angulares les impone un fuerte momento, llevándolos hasta la plastificación como pasaba en los especímenes AD. Aparentemente esta plastificación del acero marca el límite del confinamiento en el hormigón y, por tanto, el de su capacidad portante. Este mecanismo parece ser el responsable de la rotura de soportes reforzados con cinco presillas sin capitel, en las proximidades de las cabezas del mismo.

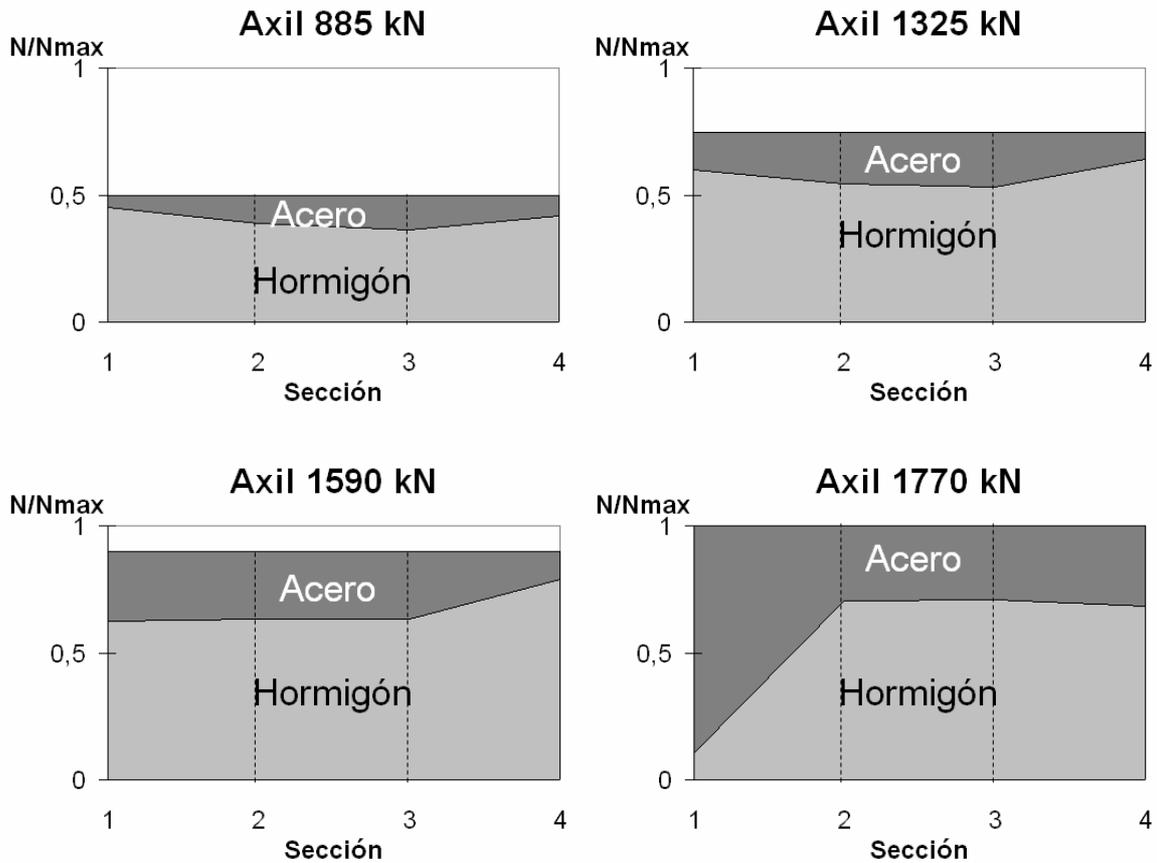
Soporte MEADy

Figura 92. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEADy

Estudiando las gráficas correspondientes al espécimen MEADy se pueden apreciar diferencias notables con respecto al espécimen MEADx.

Este se ha producido por la existencia de una ligera diferencia en la configuración del refuerzo. La separación de los angulares con la cabeza del soporte era menor que en el caso anterior, por ello en cargas correspondientes al 75% de la carga máxima ya se presenta una diferencia de comportamiento.

Debido a la deformación del hormigón, el angular entra en contacto con el capitel (como se puede apreciar en la figura 89). Esto provoca la entrada en carga del angular por transmisión directa de esfuerzos y no únicamente por transferencia de esfuerzos por rasante en la zona ocupada por la presilla. Por ello en niveles de carga inferiores al 90% del axil máximo el reparto de cargas entre acero y hormigón es mas uniforme.

Pero por esta misma razón se produce la flexión del angular especialmente en la sección 1. Esta gran deformación del angular provoca las graficas correspondientes al reparto de cargas en la sección 1 para el axil máximo, por el sistema utilizado para el cálculo de tensiones (Axil en angulares = $\varepsilon * E * A$)

Soporte MEBD

La rotura en el soporte MEBDx se produjo en las cabezas del mismo sin que se llegara a agotar el tramo de pilar reforzado. Aunque este soporte pertenece a la segunda fase de ensayos y el hormigón de las cabezas es de alta resistencia, no pudo soportar la concentración de tensiones en la zona de apoyo del capitel (coincide con el recubrimiento de hormigón).

Esto se debe en parte al hecho de que en la segunda fase de ensayos, todos los especímenes ensayados con capitel tenían una presilla debajo del capitel como se aprecia en la figura 93. Esto provoca un mayor confinamiento en el tramo de soporte.



Figura 93. Rotura de las cabezas del soporte MEBDx, antes de llegar al axil último del tramo de pilar reforzado.

Tras proceder al forrado con chapa de acero de la cabeza del soporte MEBDy se efectuó la rotura. En ella se observó una pauta de comportamiento distinta a los BD ya que la rotura de los angulares no se produjo por abolladura local.

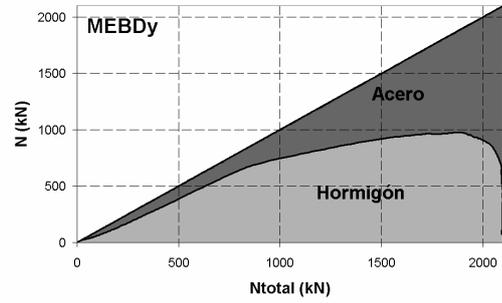
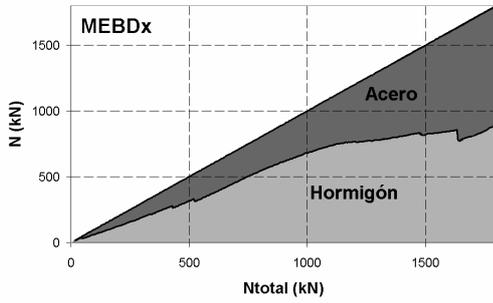
La rotura se produjo en la sección 1, tras plastificar los angulares por una combinación axil-momento.



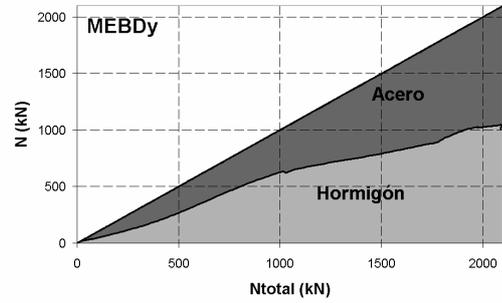
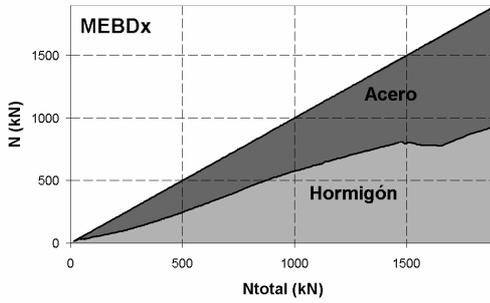
Figura 94. Rotura del soporte MEBDy por la sección 1.

Soporte MEBD

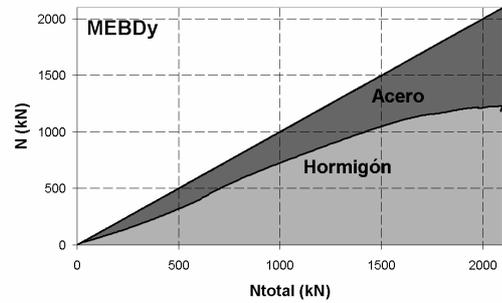
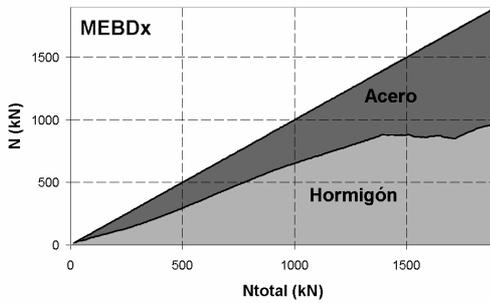
Sección 1



Sección 2



Sección 3



Sección 4

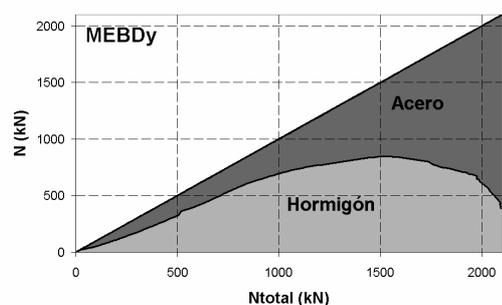
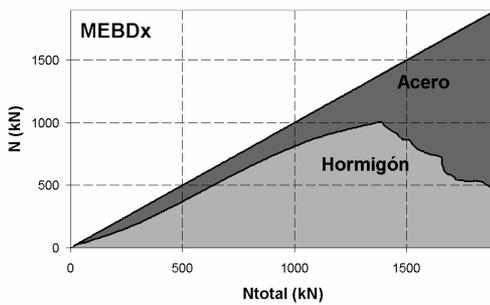


Figura 95. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes MEBD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte MEBDx

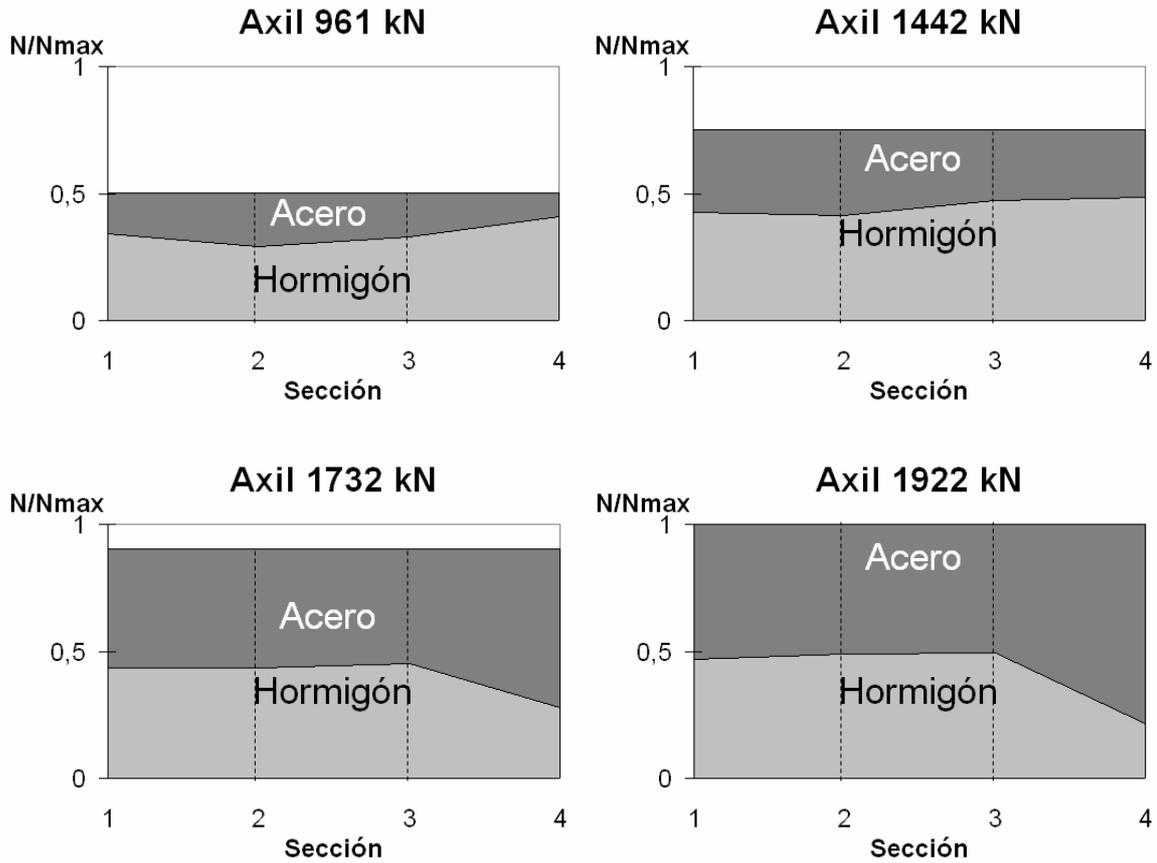


Figura 96. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEBDx

Al igual que en los soportes en que se ha utilizado mortero de cemento como adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón del pilar, la colocación de un capitel mejora la transmisión de cargas entre el soporte original y el refuerzo.

En el caso del espécimen MEBDx no se llegó al agotamiento del tramo de pilar, ya que se produjo la rotura de las cabezas del soporte. Aún así se aprecia que en la sección 4 y por la flexión del angular, se obtenían lecturas de galgas correspondientes a deformaciones plásticas.

El valor del axil último obtenido en este ensayo no se ha tenido en cuenta en los cálculos posteriores de comportamiento del pilar reforzado.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte MEBDy

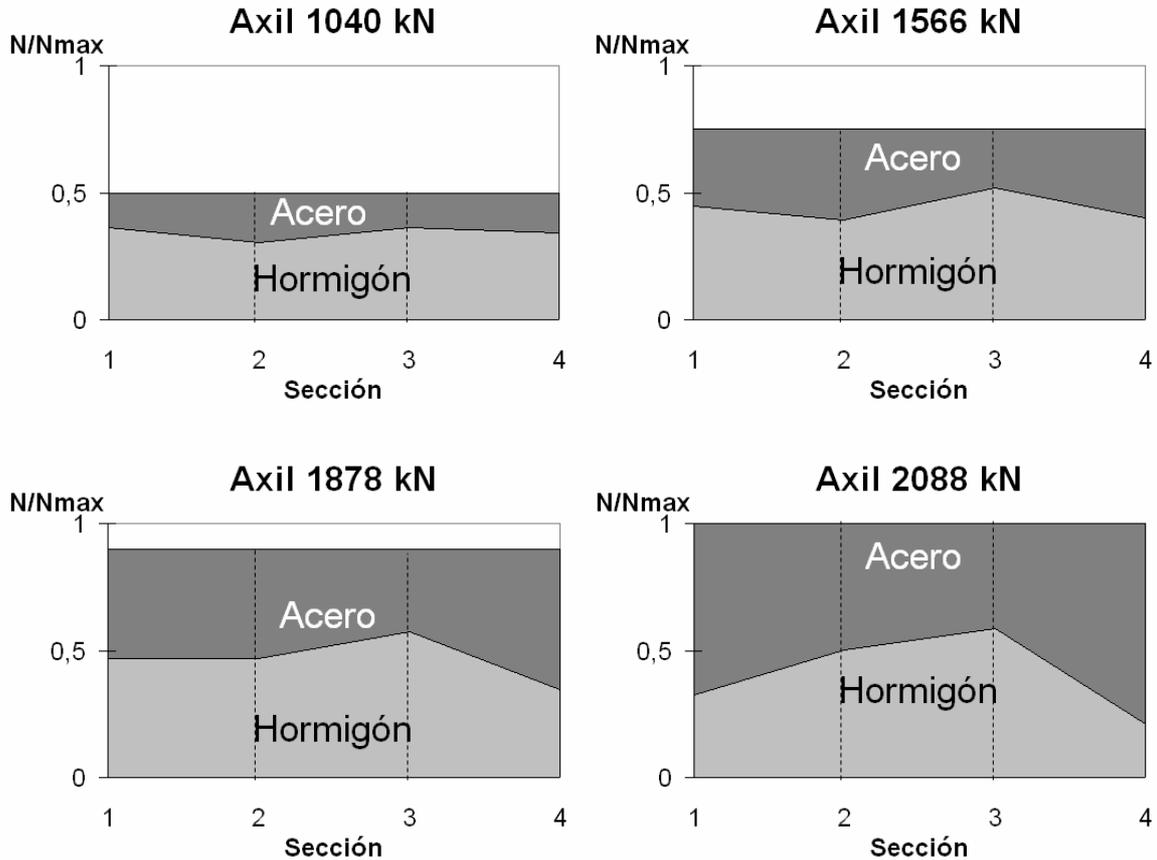


Figura 97. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte MEBDy

Como se verifica una vez más la colocación de un capitel entre el acero del refuerzo y la cabeza de hormigón, mejora notablemente el reparto de cargas entre los dos elementos. El capitel facilita la entrada en carga del refuerzo de manera directa.

En el caso del espécimen MEBDy el hormigón soporta únicamente el axil correspondiente a su resistencia a compresión simple, sin apenas influencia del confinamiento del hormigón. Esto es debido a que el acero de la jaula plastifica por efecto del axil, sin apenas dejar reserva para un momento que contribuya a confinar el hormigón.

4.2.2. Elementos reforzados con 7 presillas por cada cara del soporte.

Una vez ensayados y analizados los soportes de cinco presillas por cada cara del soporte, y comprobado que la rotura del elemento se produce siempre en las proximidades de las cabezas, se tomó la decisión de rigidizar el refuerzo en la zona de rotura para así mejorar el comportamiento en las cabezas, buscando alcanzar en ellas una capacidad próxima a la máxima teórica que correspondería a su comportamiento como sección mixta. El refuerzo consiste en colocar dos nuevas presillas en cada cara del soporte más estrecha que las existentes (100 mm de anchura) entre las dos presillas más cercanas a las cabezas.

Con esta nueva disposición de siete presillas por cada cara del pilar, el soporte queda dividido en seis secciones diferentes según se aprecia en la siguiente figura.

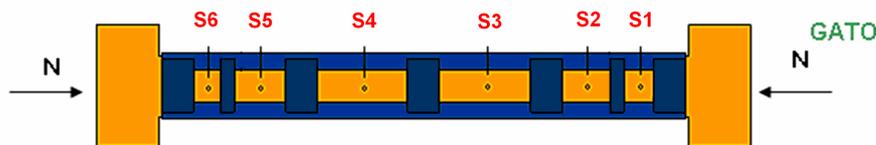


Figura 98. Secciones en que dividen al soporte las siete presillas.

Al igual que en los soportes reforzados con cinco presillas, a continuación las gráficas mostrarán la evolución en el reparto del axil, entre acero de refuerzo y soporte de hormigón original en cada uno de los distintos especímenes con la combinación de variables a estudiar. Se aprecia que esta evolución varía a medida que se incrementa la carga hasta la rotura, y que depende considerablemente de la proximidad de la sección a las cabezas del soporte.

Se presentan los resultados obtenidos en todos los especímenes reforzados ensayados. En la parte izquierda de la página están las probetas x, y a la derecha las probetas y.

Con el objetivo de facilitar la visualización de la evolución de la distribución de tensiones entre el acero y el hormigón a lo largo de todo el soporte, se presenta la progresión en el reparto de axil para cuatro niveles de carga: carga máxima (N_{max}), 90% de la carga máxima, 75% de la carga máxima y el 50% de la carga máxima.

Previamente a la presentación de los resultados obtenidos en los ensayos de manera gráfica, se señala la sección del soporte donde se produjo la rotura del mismo.

Los especímenes ensayados combinan las distintas variables de diseño. La tabla 20 muestra como se combinan en cada tipo de pilar.

	Capitel	Descarga	Tipo de adhesivo
PAD	No	Si	Mortero de cemento
PAC	No	No	Mortero de cemento
PBD	Si	Si	Mortero de cemento
PBC	Si	No	Mortero de cemento

Tabla 20. Características de los especímenes con siete presillas por cada lado del soporte

Soporte PAD

La rotura en el soporte PADx se produjo en la sección 1-2. Es difícil de determinar exactamente el lugar de la rotura, aunque el hormigón aparece más fisurado en la sección 1.

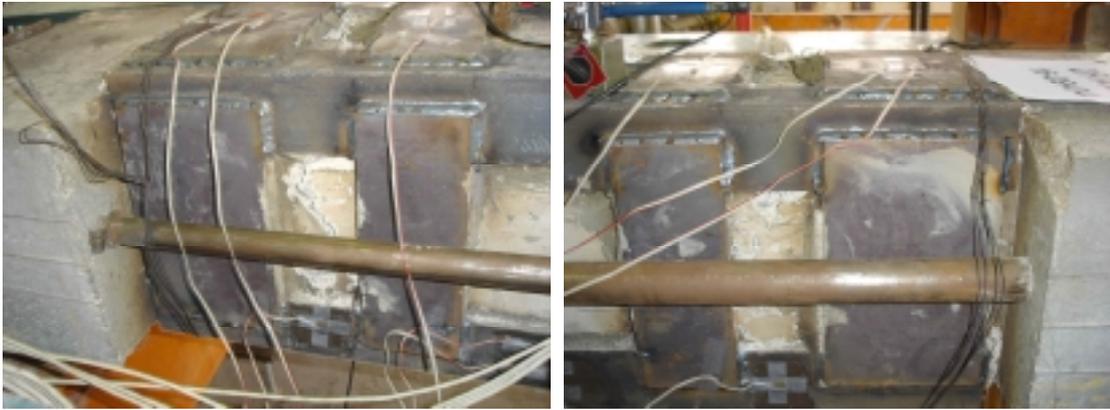


Figura 99. Rotura del soporte PADx por la sección 6.

La rotura del soporte PADy se produjo simultáneamente en las secciones 5-6 y 1-2. Al igual que en el caso anterior es difícil de determinar exactamente el lugar de la rotura, aunque el hormigón aparece más fisurado en la sección 6 y 1.

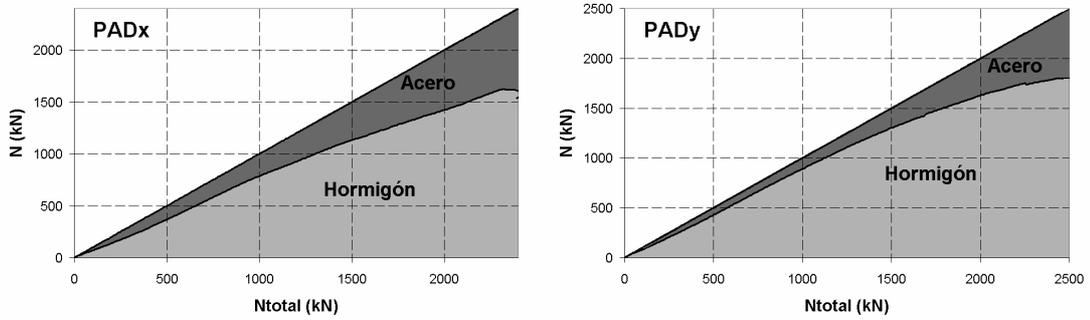


Figura 100. Rotura del soporte PADy por las secciones 1 y 6 simultáneamente.

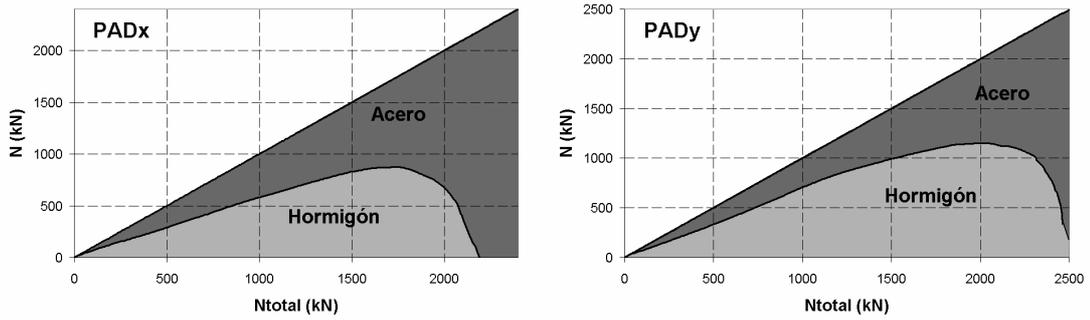
Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones del pilar.

Soporte PAD

Sección 1



Sección 2



Sección 3

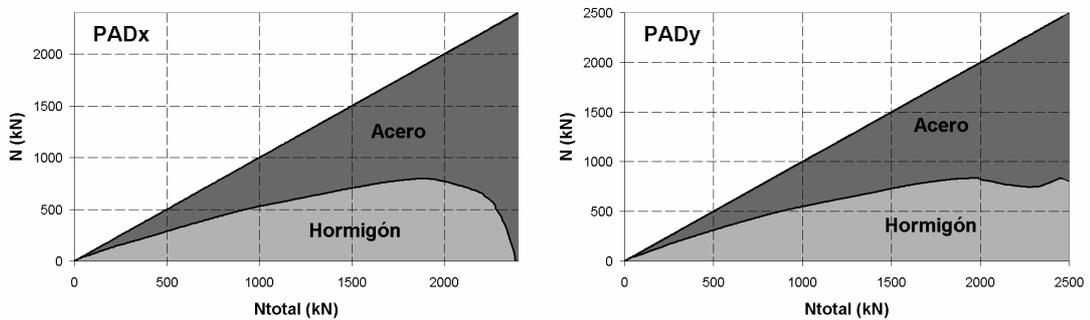
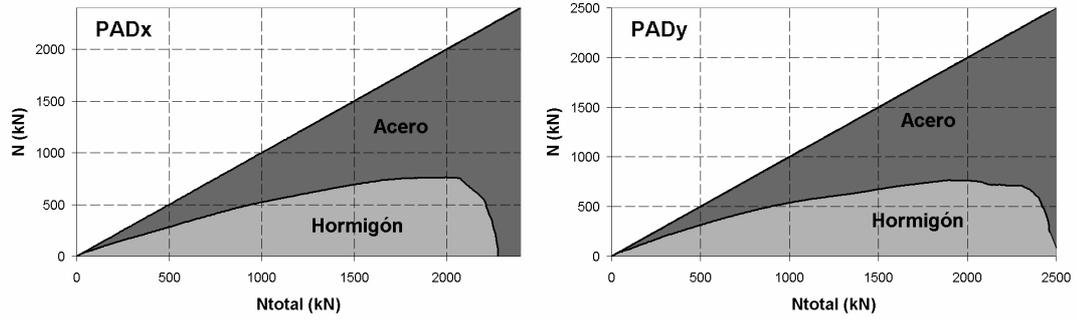
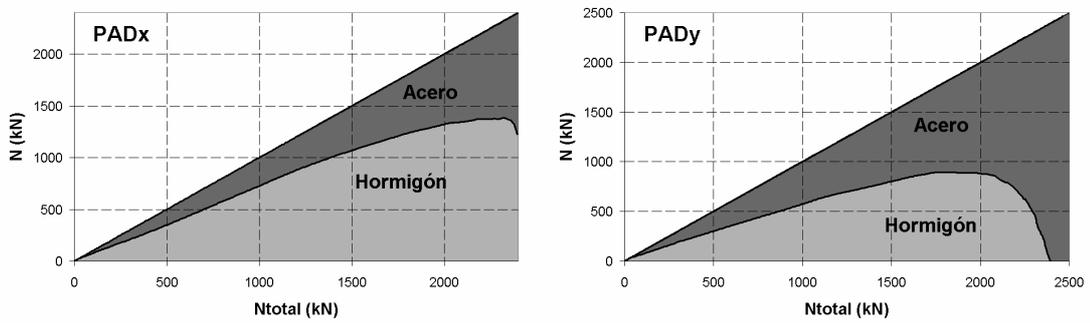


Figura 101 (a). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón , en cada una de las secciones. Soportes PAD.

Sección 4



Sección 5



Sección 6

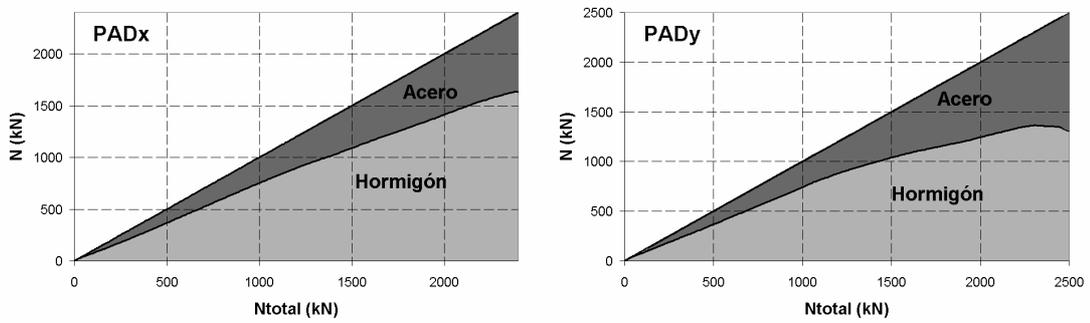


Figura 101 (b). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón , en cada una de las secciones. Soportes PAD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.80N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PADx

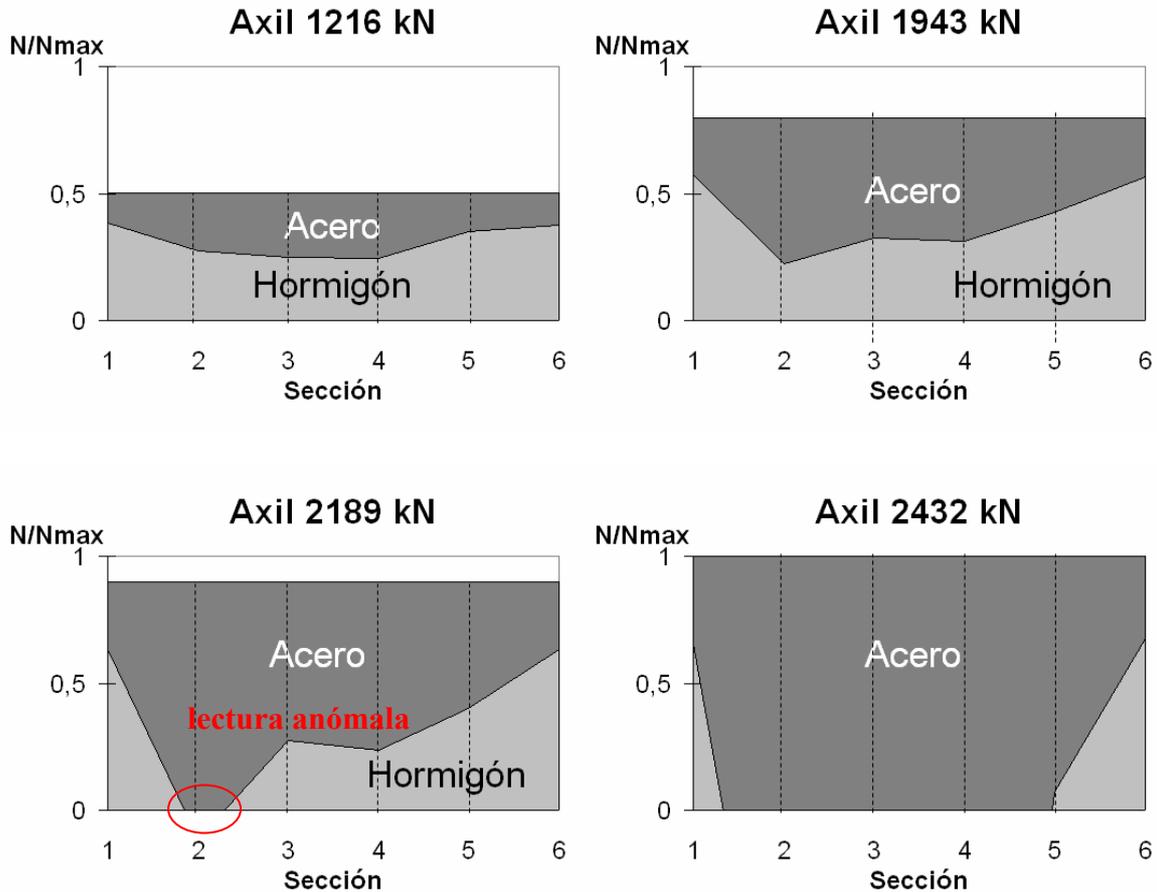


Figura 102. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PADx

Como se observa en las figuras anteriores, para cargas correspondientes al 80% de la carga última, el hormigón de las secciones 1 y 6, ya ha superado su axil máximo (946 kN). La rotura del elemento ocurre en las secciones 1-2.

El hormigón de las secciones 1-2 y 5-6 está fuertemente confinado hasta que en la presilla adicionada de 100 mm de anchura, debido al empuje del hormigón, se llega a deformaciones correspondientes a tensiones superiores a su límite elástico. En este momento se produce la transferencia de esfuerzos entre el hormigón y el acero de los angulares, que incrementan rápidamente la carga soportada hasta llegar también a plastificar.

Aparentemente, las altas deformaciones que alcanza el pilar cerca de la carga última provocan anomalías de lectura en las galgas por lo que el gráfico correspondiente a $N=N_{\max}$ no resulta representativo del reparto de axil.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.80N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PADy

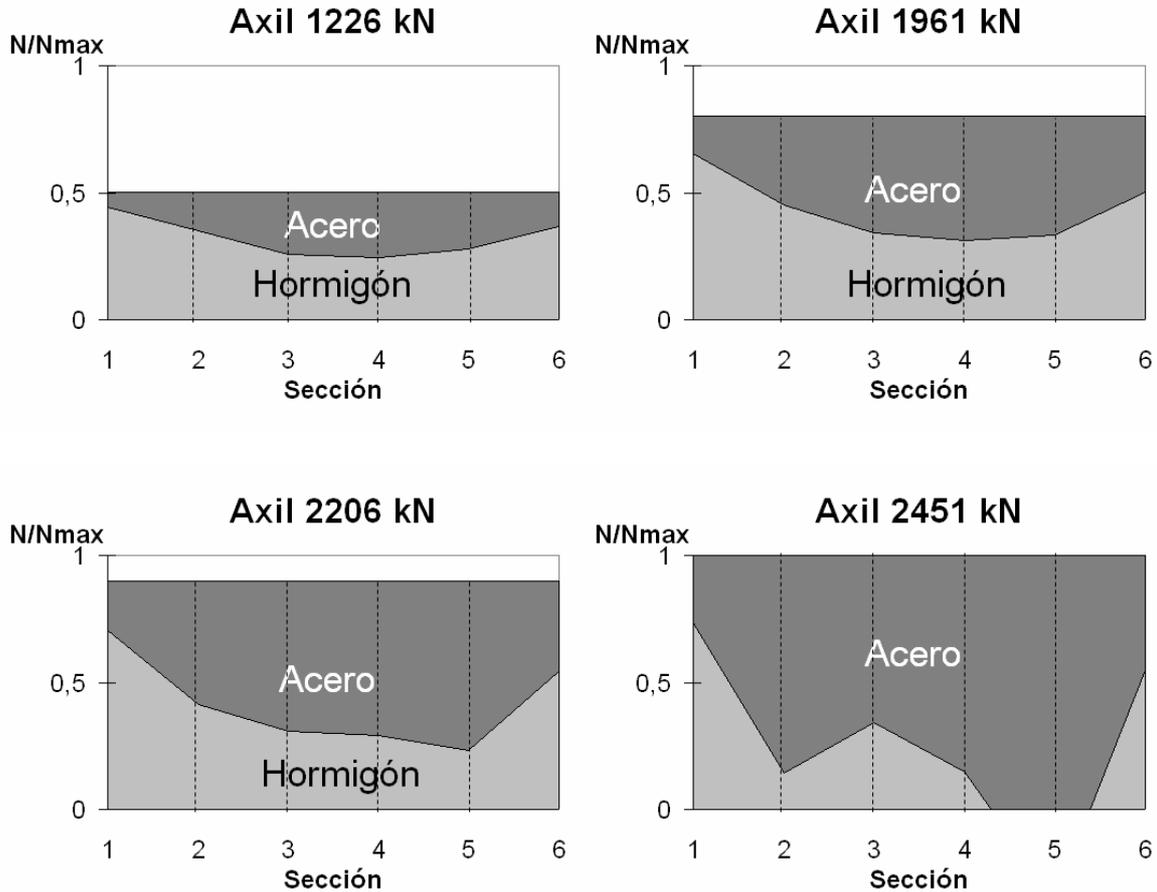


Figura 103. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón , a lo largo del soporte PADy

El comportamiento del soporte PADy es similar al de su gemelo PADx.

Este espécimen se comportó de manera más simétrica, que provocó que la evolución del reparto de cargas en las secciones del soporte fuera más regular que en el caso anterior.

Esta diferencia no es demasiado significativa y se observó que el mecanismo de rotura se repetía. Inicialmente hay un fuerte confinamiento del hormigón en las secciones próximas a la cabeza. El hormigón confinado ejerce un empuje lateral que provoca la plastificación de la presilla de menor dimensión por tracción, y en ese momento el conjunto plastifica.

Soporte PAC

La rotura del soporte PACx se produjo, al igual que en los soportes PAD en las secciones 1-2 y 5-6 simultáneamente.

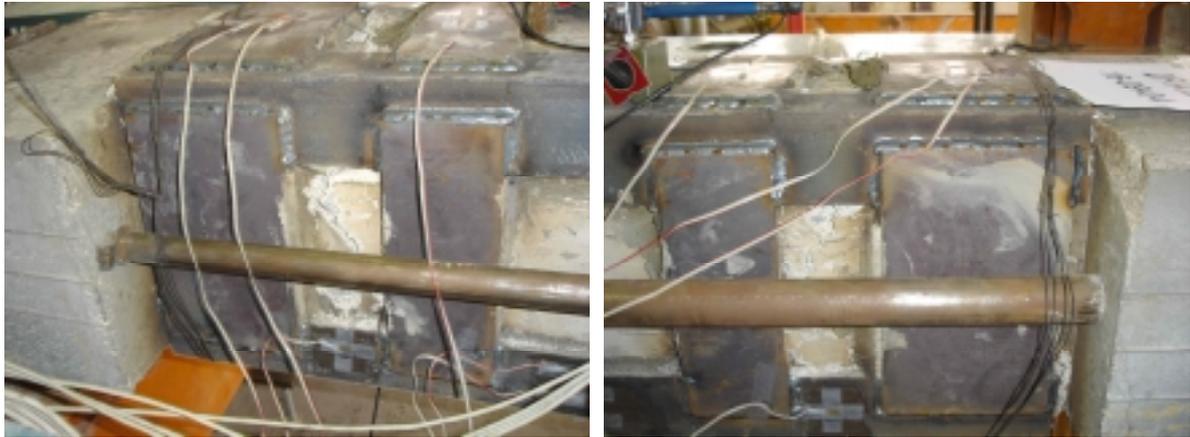


Figura 104. Rotura del soporte PACx por las secciones 1-2 y 5-6 simultáneamente.

La rotura del soporte PACy se produjo en las secciones 5-6. La presilla que muestra más deformación es la seis, y la sección en que se aprecia mayor fisuración del hormigón es la cinco.

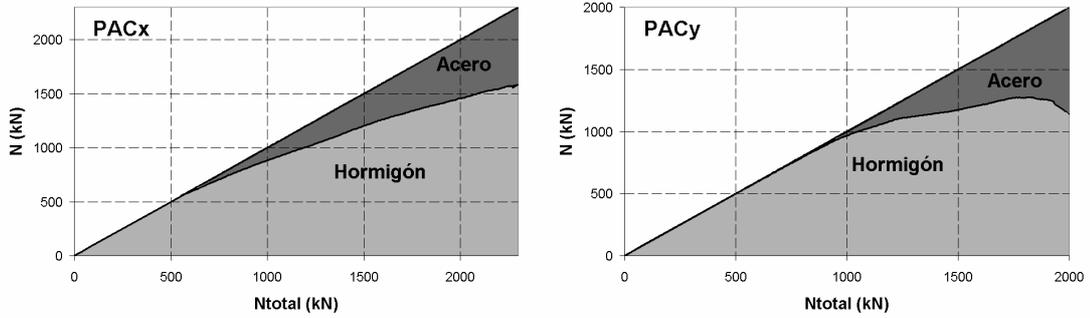


Figura 105. Rotura del soporte PACy por las secciones 5-6.

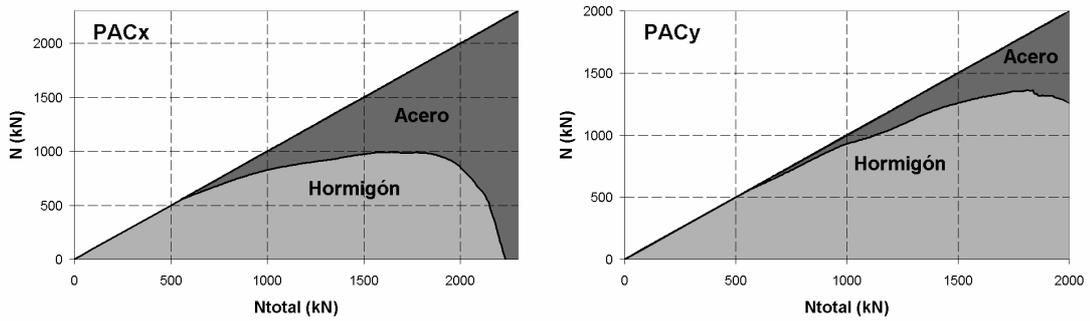
Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones del pilar.

Soporte PAC

Sección 1



Sección 2



Sección 3

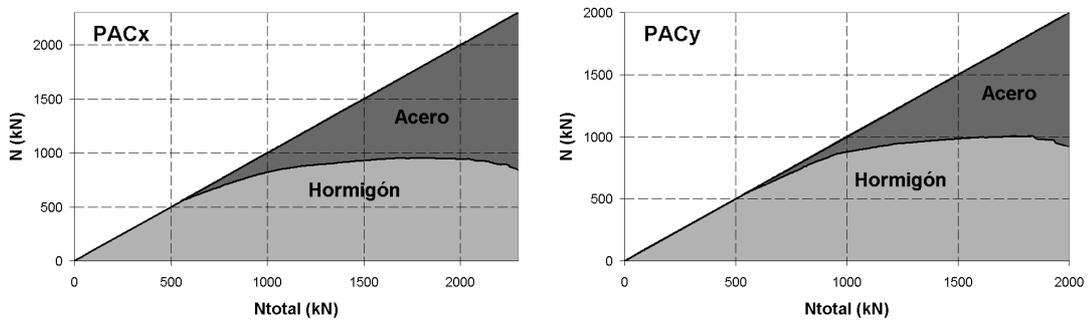
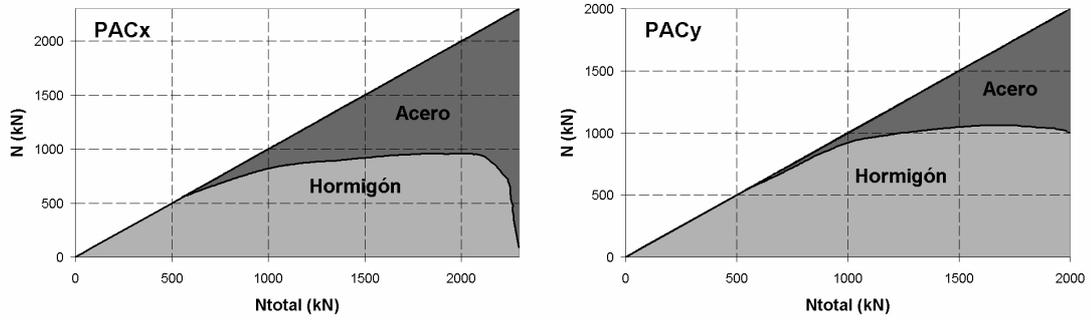
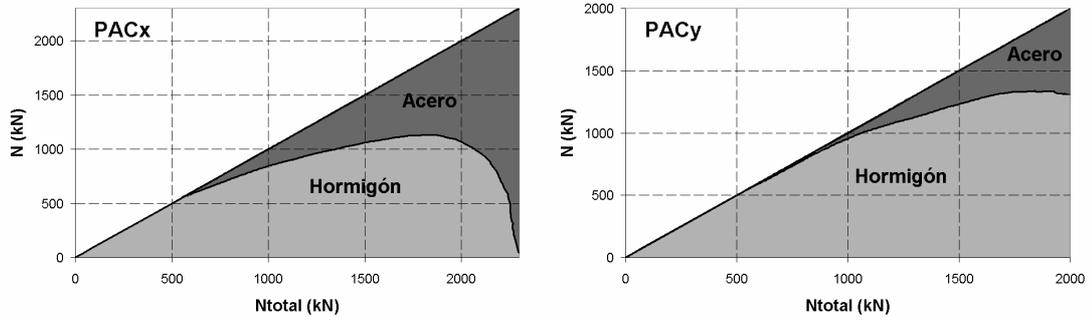


Figura 106 (a). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAC.

Sección 4



Sección 5



Sección 6

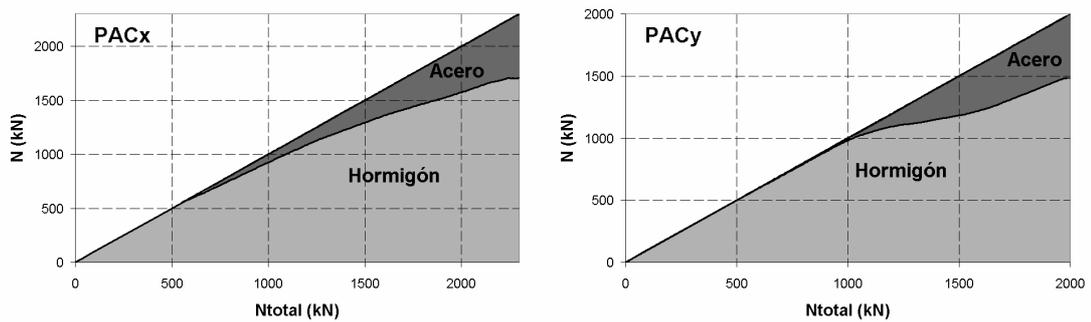


Figura 106 (b). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PAC.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PACx

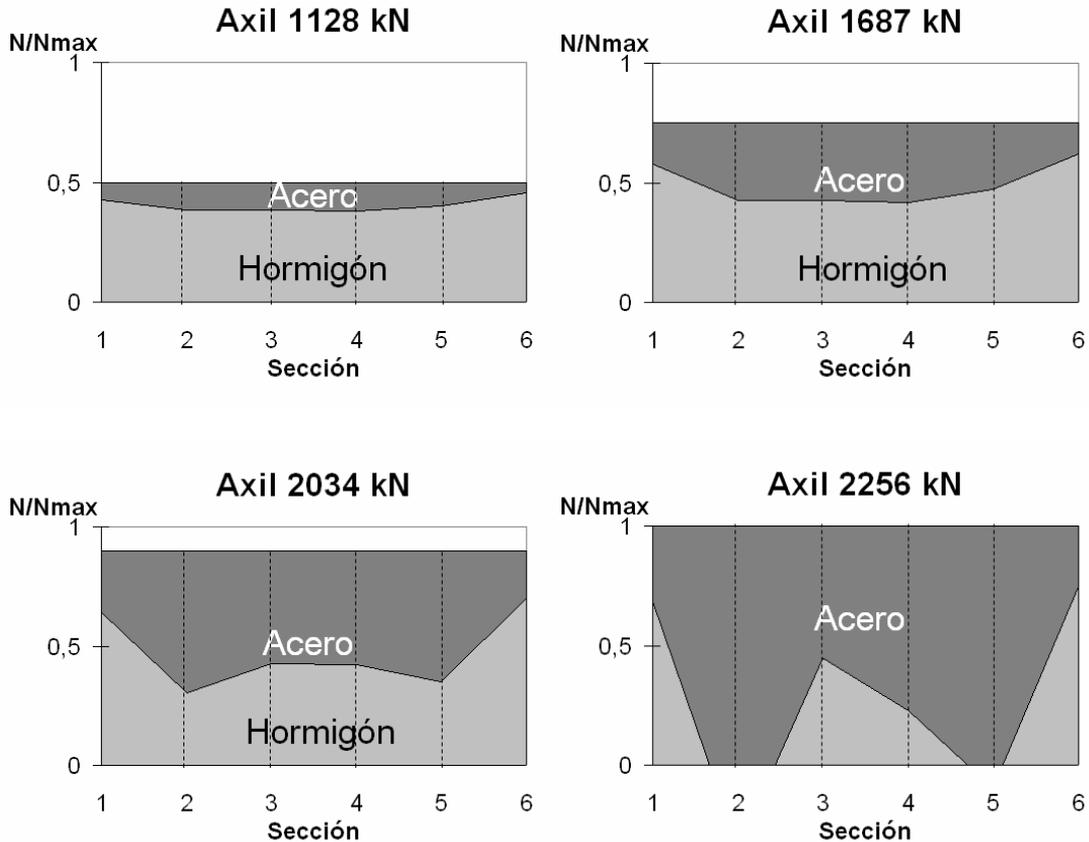


Figura 107. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PACx

El comportamiento de los soportes PAC es similar al de los anteriores PAD. Recordemos que la única diferencia entre estos dos tipos de especímenes, es que en los PAC el refuerzo de acero se realiza mientras el soporte de hormigón está cargado aproximadamente a 900 kN. Los soportes PAD son reforzados tras descargar a los soportes después de haberles sometido a una precarga.

Esta descarga parece influir en la resistencia alcanzada. De hecho, el axil último alcanzado es ligeramente inferior al de los soportes PAD.

En las secciones centrales 3-4 la deformación del hormigón y del acero es conjunta (apartado 4.4), en esta zona el elemento reforzado se comporta como una estructura mixta.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PACy

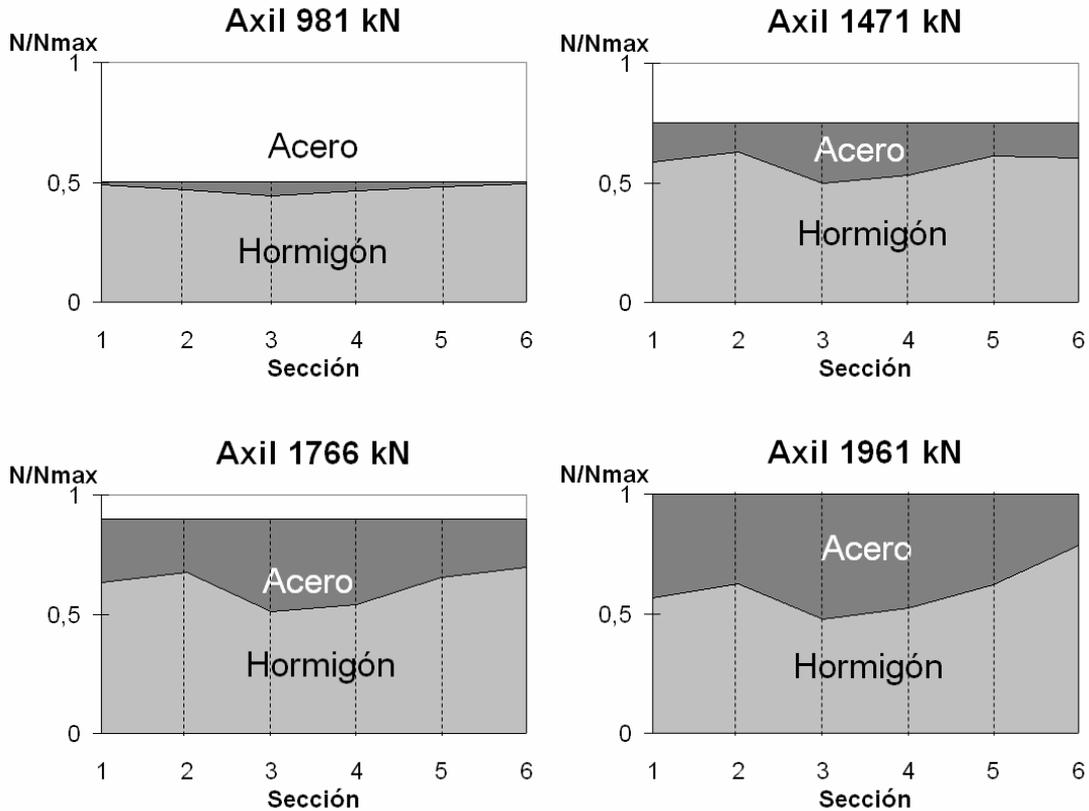


Figura 108. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PACy

En la rotura del soporte PACy, el axil último alcanzado fue ligeramente inferior que en los casos anteriores.

Esto fue debido a agotamiento de la carrera del gato hidráulico que no permitió seguir aplicando cargas al soporte reforzado.

Si se hubiera seguido cargando el pilar se hubiera provocado la plastificación de las presillas de menor dimensión, y por lo tanto la transferencia de cargas a los angulares de acero.

Este valor no se ha tenido en cuenta para el cálculo de la Eficiencia, Eficacia e incremento del Axil debido al refuerzo.

Soporte PBD

A pesar de tener la precaución de utilizar hormigón de alta resistencia para la elaboración de las cabezas del soporte (esto no influye en el estudio realizado, ya que el objetivo del mismo es el comportamiento del tramo de pilar reforzado), la resistencia no fue suficiente para soportar las cargas aplicadas y se produjo la rotura de las mismas.

Esto ocurrió con el espécimen PBDx. Antes de ensayar su gemelo PBDy se procedió al forrado de la cabeza de igual manera que en la primera fase experimental y se siguió con los ensayos.



Figura 109. Rotura de las cabezas del soporte PBDx

La rotura del espécimen PBDy, ocurrió en el tramo central (secciones 3-4), tras la plastificación de los angulares. De esta manera, colocando el capitel y presilla bajo el capitel, se consiguió sincronizar la deformación del hormigón y del acero de la jaula, comportándose el espécimen como una sección mixta.

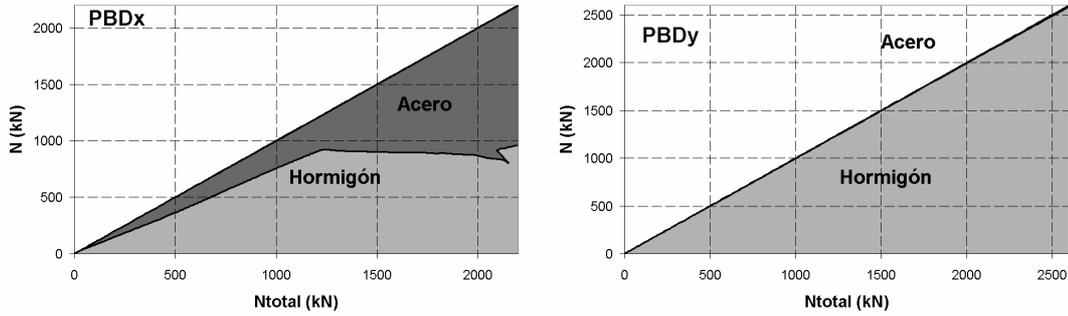


Figura 110. Rotura del soporte PBDy por las secciones 3 y 4.

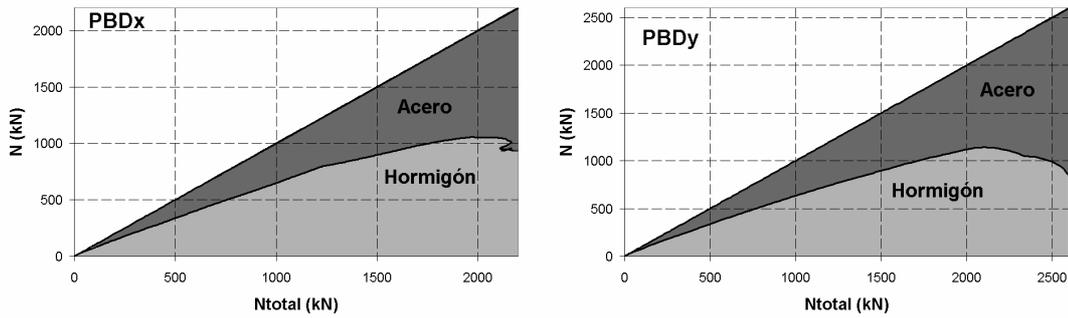
Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones del pilar.

Soporte PBD

Sección 1



Sección 2



Sección 3

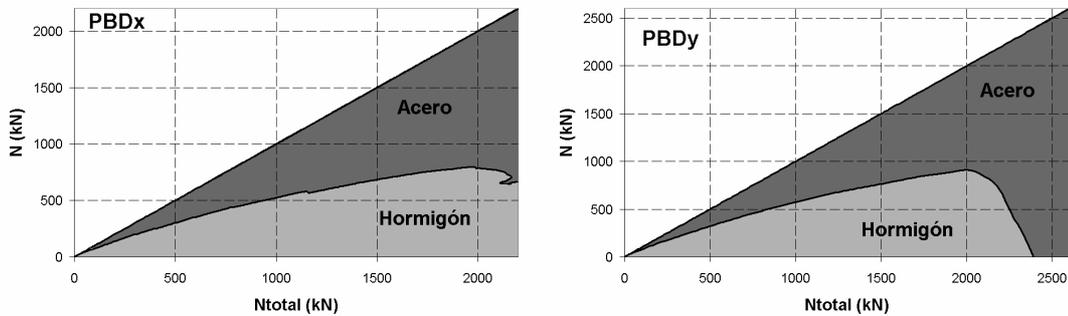
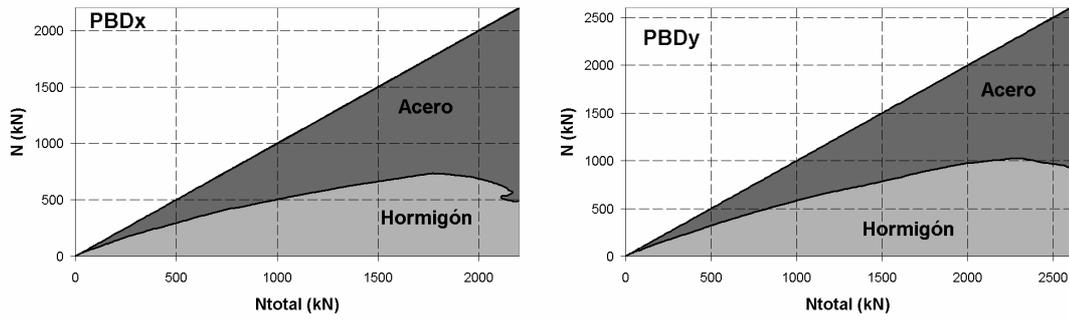
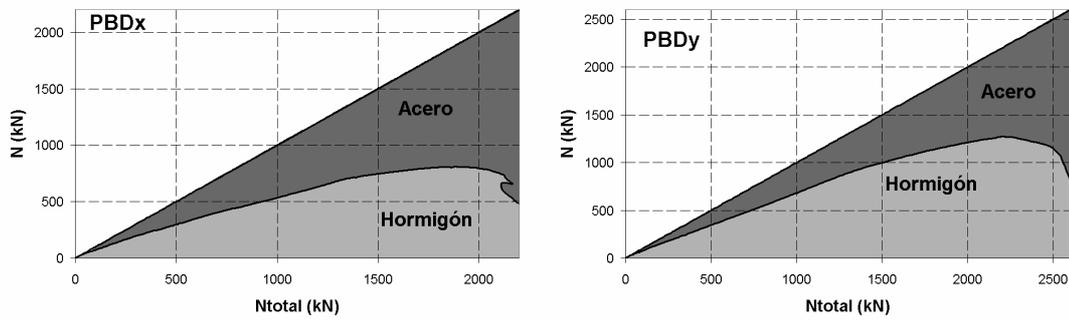


Figura 111 (a). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBD.

Sección 4



Sección 5



Sección 6

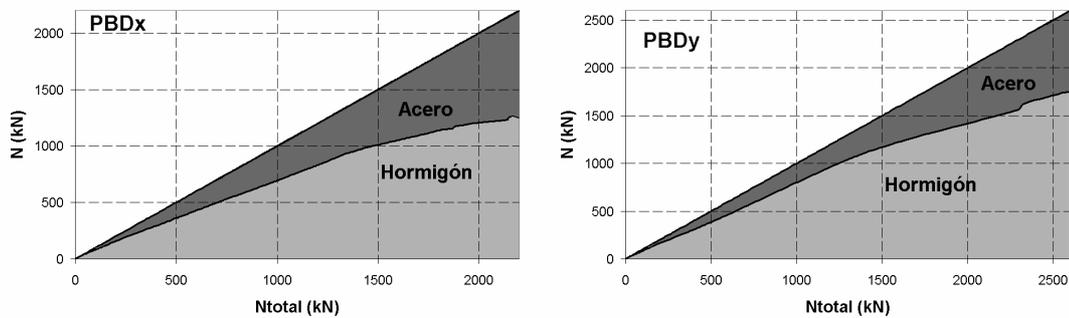


Figura 111 (b). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBD.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PBDx

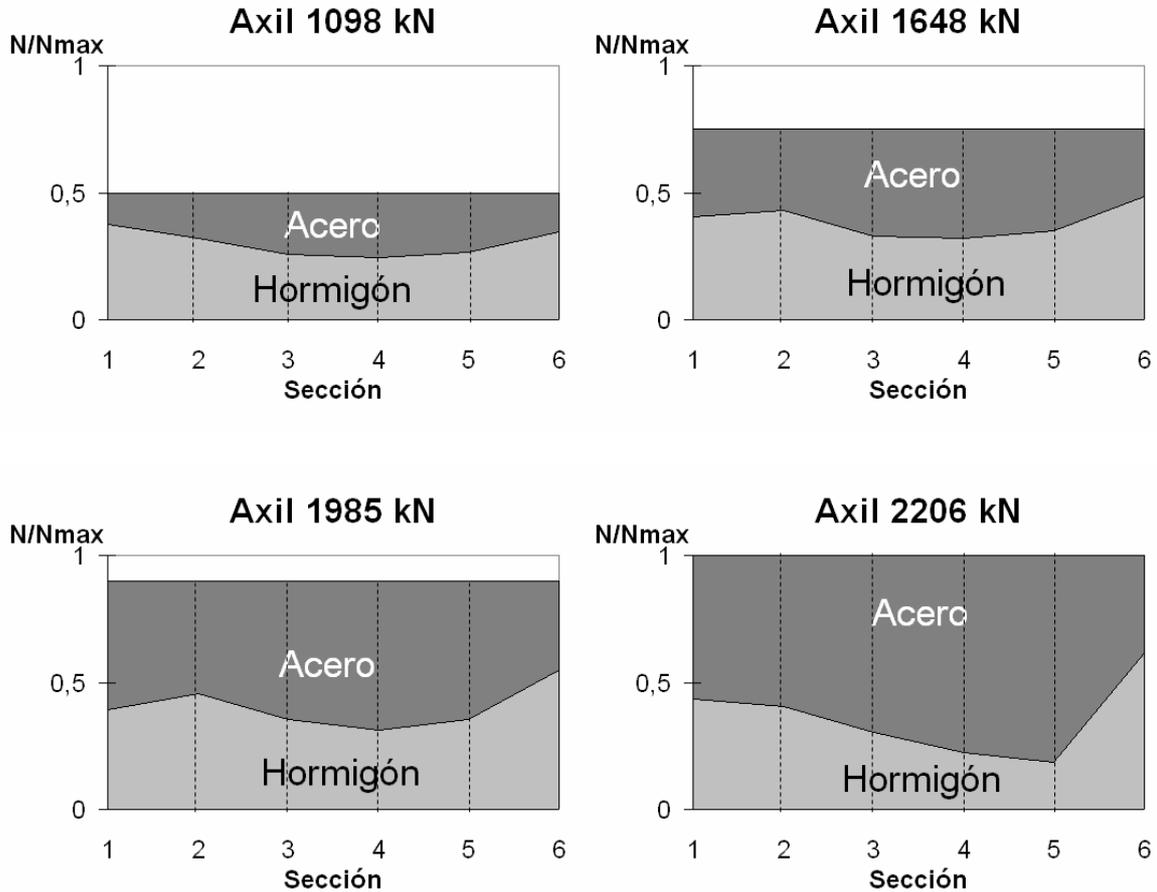


Figura 112. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBDx

El comportamiento presentado por los soportes con siete presillas con capitel, sería el deseable en todos los soportes reforzados.

El capitel, al igual que en el caso de los soportes con cinco presillas, provoca que el acero del refuerzo entre en carga en el mismo momento de empezar a aplicar la carga sobre el pilar.

En el caso del soporte PBDx hubo que finalizar el ensayo antes de la rotura del espécimen por la rotura de la cabeza, por lo que no se tuvo en cuenta el resultado en los análisis posteriores.

Soporte PBDy

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{max}$, $0.80N_{max}$, $0.90N_{max}$ y N_{max}).

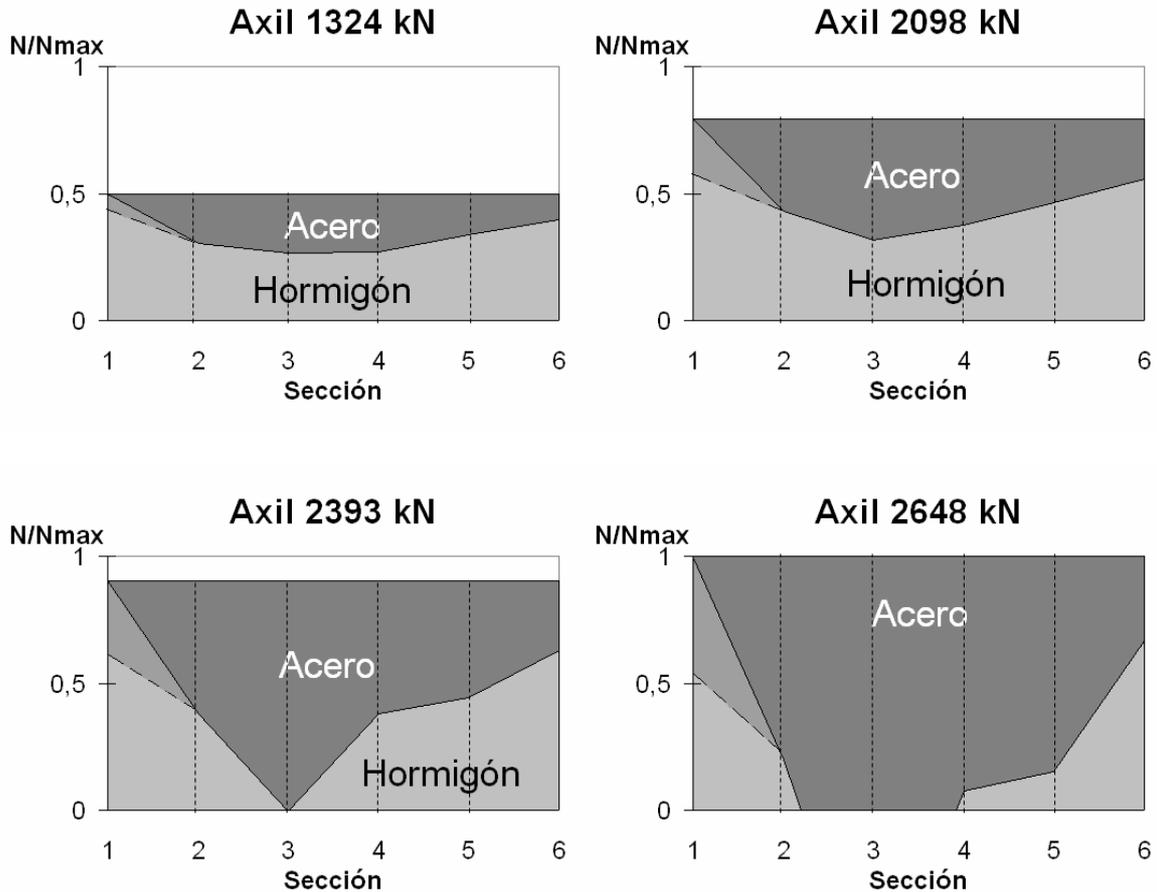


Figura 113. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBDy

En el soporte PBDy se produjo un defecto en la recogida de información, ya que las galgas extensométricas situadas en la sección 1 del soporte no recogieron ninguna deformación del acero. En las figuras anteriores se ha dibujado con una línea discontinua cual sería el reparto de cargas entre el acero y el hormigón presumible, si se hubiera hecho la medida correctamente.

Al estar repartida la carga, el empuje del hormigón sobre las presillas cercanas a la cabeza es menor. Esto provoca la deformación conjunta del espécimen en toda su longitud, comportándose como una sección mixta y trasladando la rotura al tramo central del elemento. En las secciones 3-4 las deformaciones de los angulares corresponden a tensiones de plastificación.

Soporte PBC

Los soportes PBC se comportaron de manera similar a los PBD.

Se produjo la rotura del elemento PBCx por las cabezas del soporte, al no soportar el hormigón las cargas aplicadas. Aún así se llegó a valores muy altos de axil y el comportamiento del elemento hasta el momento de la rotura fue similar al de los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y con capitel.



Figura 114. Rotura del soporte PBCx por las cabezas.

La rotura del espécimen PBCy se produjo en la sección 3, por un efecto combinado de agotamiento de hormigón y plastificación de los angulares de acero (al romper el hormigón se transfiere la carga al acero que plastifica).

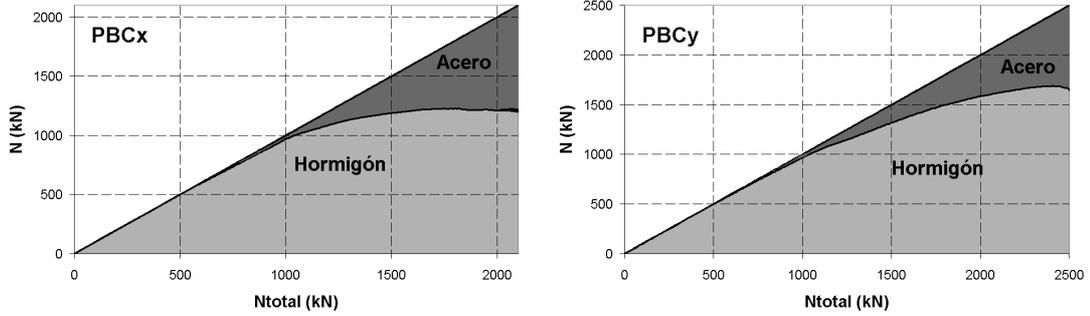


Figura 115. Rotura del soporte PBCy por la sección 3.

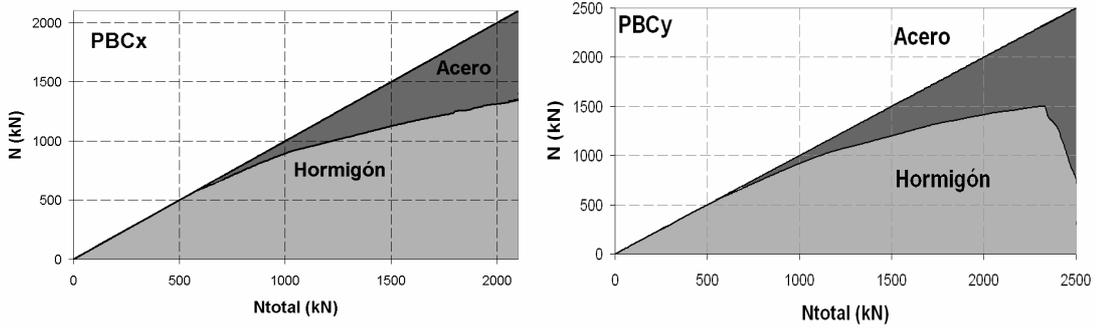
Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones del pilar.

Soporte PBC

Sección 1



Sección 2



Sección 3

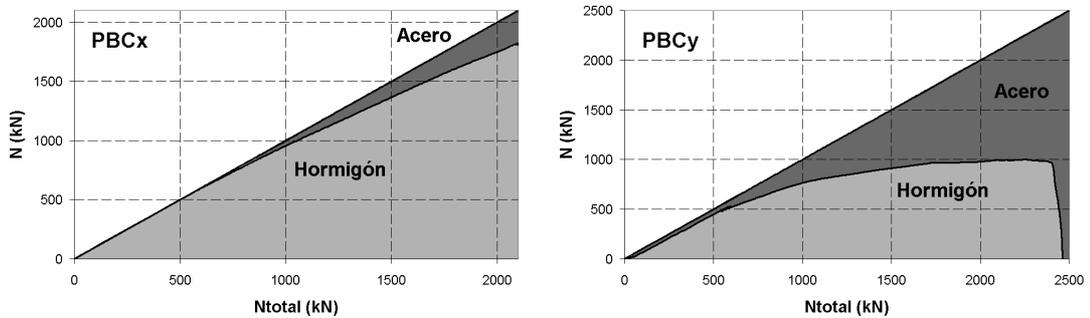
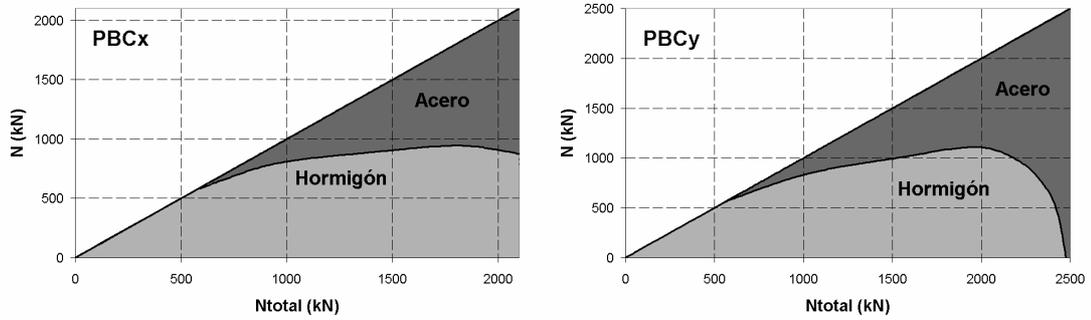
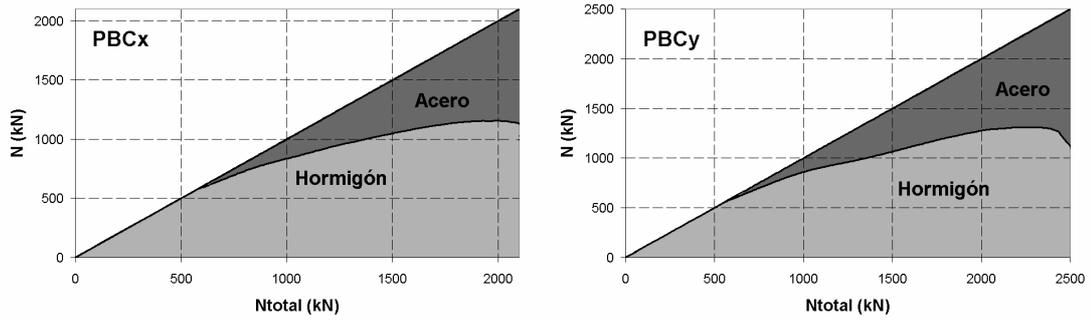


Figura 116 (a). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBC.

Sección 4



Sección 5



Sección 6

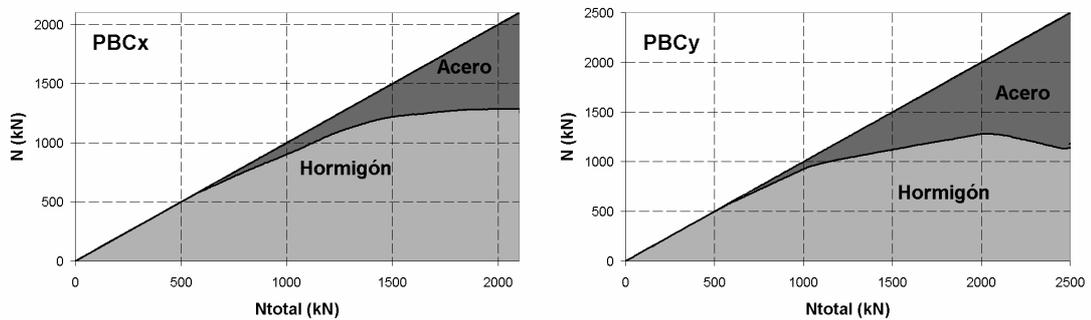


Figura 116 (b). Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, en cada una de las secciones. Soportes PBC.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PBCx

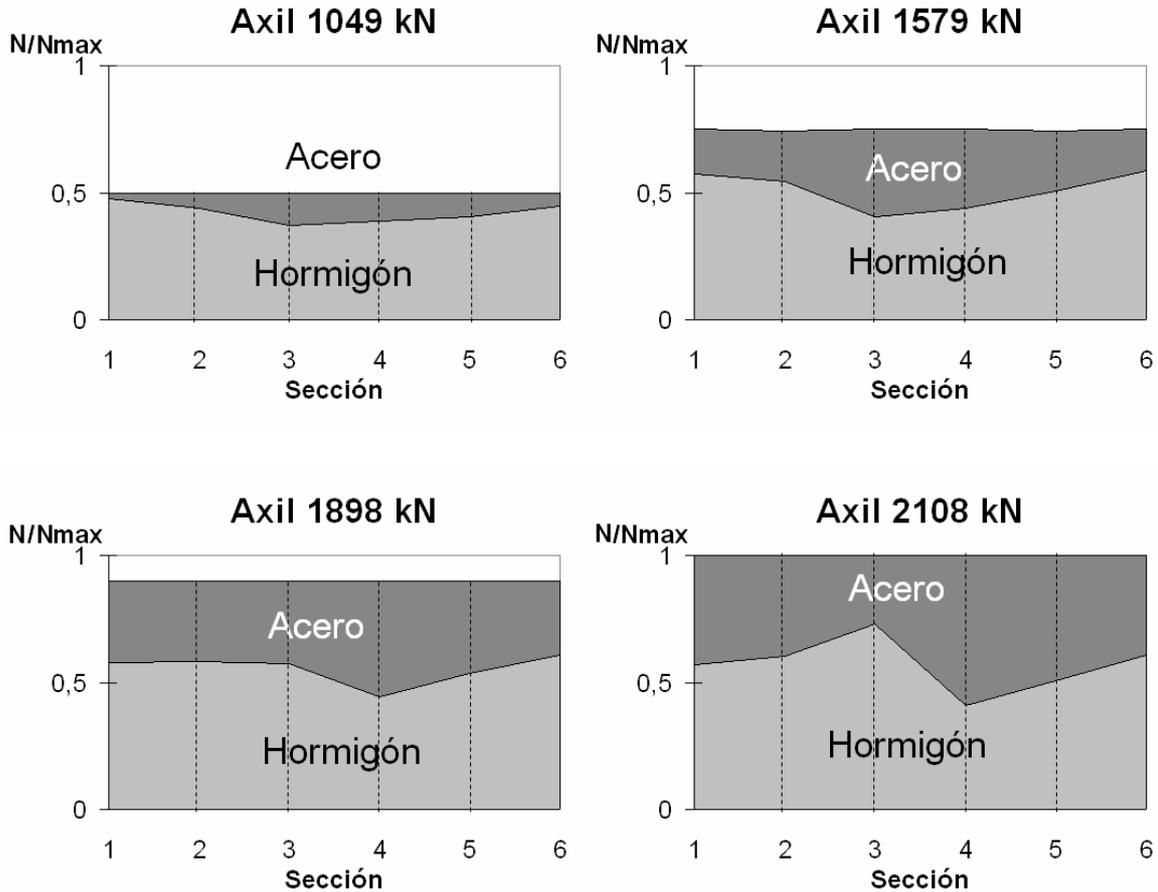


Figura 117. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBCx

El ensayo correspondiente al espécimen PBCx finalizó antes del agotamiento del tramo de pilar reforzado debido a la rotura de las cabezas situadas en los extremos del soporte.

Además los datos recogidos durante el ensayo presentan una anomalía en las lecturas de galgas situadas en la sección 3 del elemento. Esto puede ser debido a una mala colocación del transductor en el angular. Por esta razón los gráficos correspondientes a reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte recogidos en esta página, se dibujaron a partir de los datos recogidos por los captadores de desplazamiento situados en la sección 3 del soporte.

Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte ($0.5 N_{\max}$, $0.75N_{\max}$, $0.90N_{\max}$ y N_{\max}).

Soporte PBCy

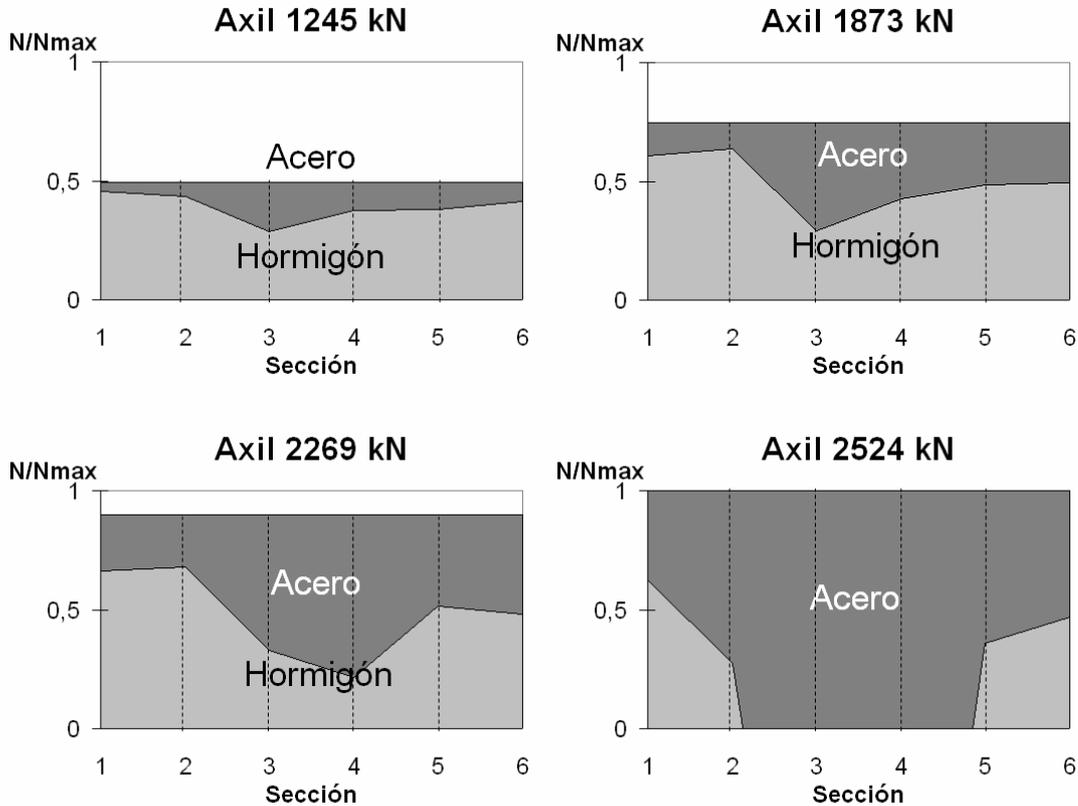


Figura 118. Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón, a lo largo del soporte PBCy

La forma de rotura del espécimen PBCy es similar a la presentada por los especímenes PBD. La pequeña diferencia en el axil último soportado se debe a que cuando se realiza el refuerzo del espécimen PBCy, el hormigón está cargado y presenta una cierta deformación.

En este caso la rotura se produce en la sección 3 del pilar, es decir en el tramo central tras el agotamiento del hormigón e inmediatamente la plastificación de los angulares.

En todo el tramo del soporte reforzado se ha producido la deformación conjunta del acero y hormigón sin que se haya presentado deslizamientos entre los dos materiales, y se puede decir que el elemento rompe como si de una sección mixta se tratara.

4.3 Deformaciones en presillas

En los soportes de HA el hormigón está confinado debido al efecto que las armaduras longitudinales y transversales ejercen sobre él. Al reforzar un soporte con algún elemento exterior (en este caso perfiles y presillas metálicas) se está “sobreconfinando” al hormigón y sin duda este factor hace que se incremente la resistencia a compresión que experimenta el soporte reforzado. En el caso de refuerzos continuos con chapas metálicas o encamisados de FRP, este efecto de confinamiento es continuo, pero en la investigación llevada a cabo, el confinamiento se podría considerar discontinuo, siendo máximo en las zonas dónde se sitúan las presillas.

Por ello, para conocer en que sección es mayor este efecto se puede estudiar el comportamiento de las presillas, que estarán tanto más traccionadas cuanto mayor sea el esfuerzo de confinamiento sobre el hormigón.

En las gráficas que aparecen a continuación, se presentan los resultados obtenidos en los especímenes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del soporte. En cada gráfica se incluyen los datos derivados de la rotura de dos probetas. El trazo continuo corresponde a la probeta x, y el trazo discontinuo a la probeta y. El alargamiento soportado por cada presilla se representa en el eje de abscisas en mm. En el eje de ordenadas aparecen valores de N/N_{max} , al ser valores relativos este eje se repite en la exposición de todos los resultados.

En los soportes con cinco presillas, la numeración de las presillas es la siguiente:

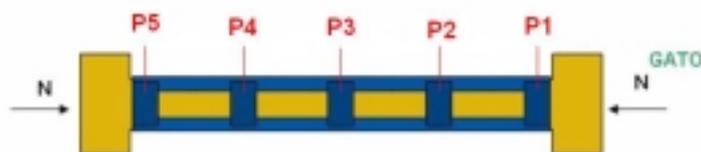


Figura 119. Numeración de las presillas en los soportes con cinco.

En los soportes con siete presillas, la numeración de las presillas es la siguiente:

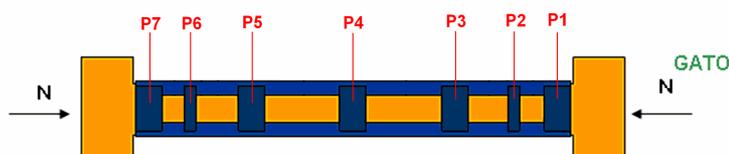


Figura 120. Numeración de las presillas en los soportes con siete.

4.3.1 Probetas con cinco presillas por cada cara del soporte.

En las siguientes figuras se presentan los resultados obtenidos en cuanto la deformación, el alargamiento, soportado en las presillas de los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte. En ellos se observa que en los soportes reforzados sin capitel este alargamiento en presillas es considerablemente superior a las presentadas en los soportes reforzados con capitel (más del doble en algunos casos).

Esta variable (colocación de un capitel o no) es la más importante frente al estado del soporte en el momento de la realización del refuerzo (cargado o descargado), que apenas muestra diferencias para el nivel de precarga ensayado. Aún así en los soportes reforzados mientras estaban cargados, las deformaciones recogidas por las presillas son ligeramente superiores.

En todos los casos, las presillas más traccionadas han sido la 1 y la 5, es decir, las que están situadas justo al lado de las cabezas. La presilla 3 muestra deformaciones, y por tanto tensiones, despreciables. Además las secciones colindantes a esta presilla son aquellas en las que el reparto de axil entre acero y hormigón es más equitativo, tal y como se ha visto en el apartado 4.2, y en dónde va a aparecer un menor deslizamiento entre el hormigón y el acero del refuerzo (apartado 4.4).

En los soportes reforzados sin capitel, las presillas de los soportes tipo C (refuerzo realizado con el soporte cargado) estas presillas se muestran más traccionadas que en los tipos D.

En todas las gráficas se ha representado una línea vertical amarilla que corresponde al alargamiento para el que la presilla plastifica. Todos los soportes reforzados sin capitel al alcanzado este valor.

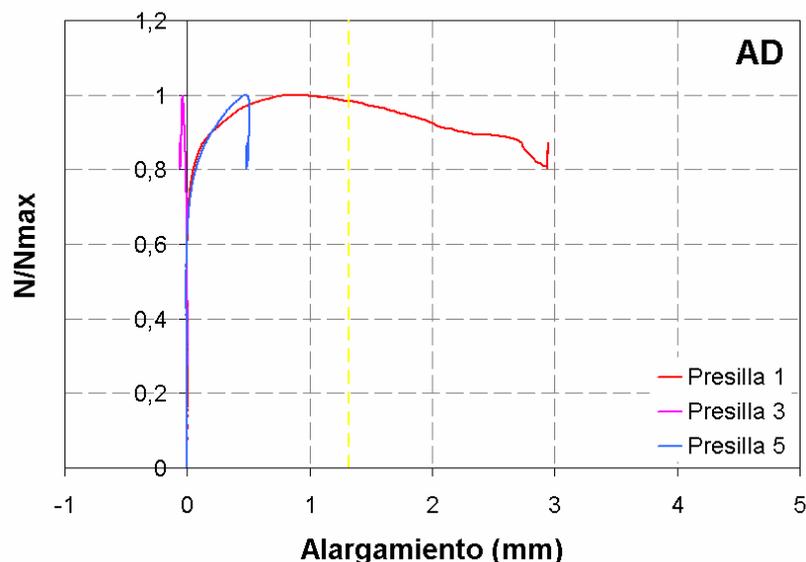


Figura 121. Alargamiento en presillas de soportes ADx de la primera fase de ensayos.

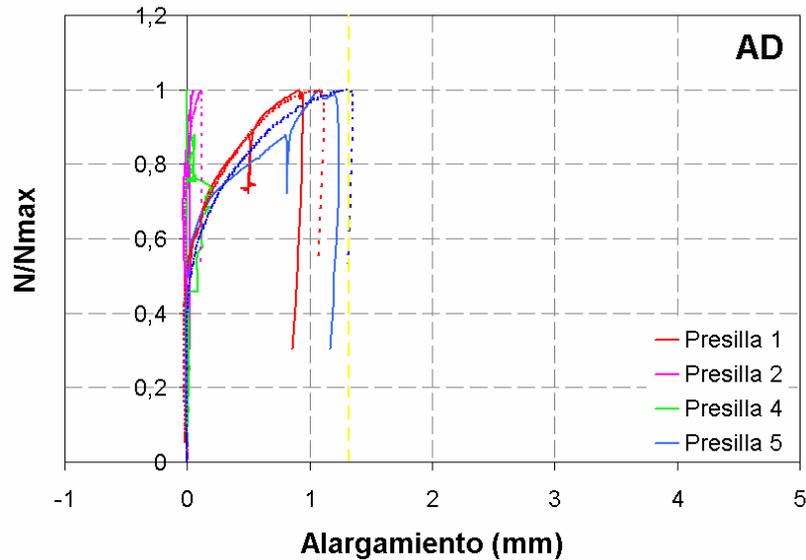


Figura 122. Alargamiento en presillas de soportes AD de la segunda fase de ensayos. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

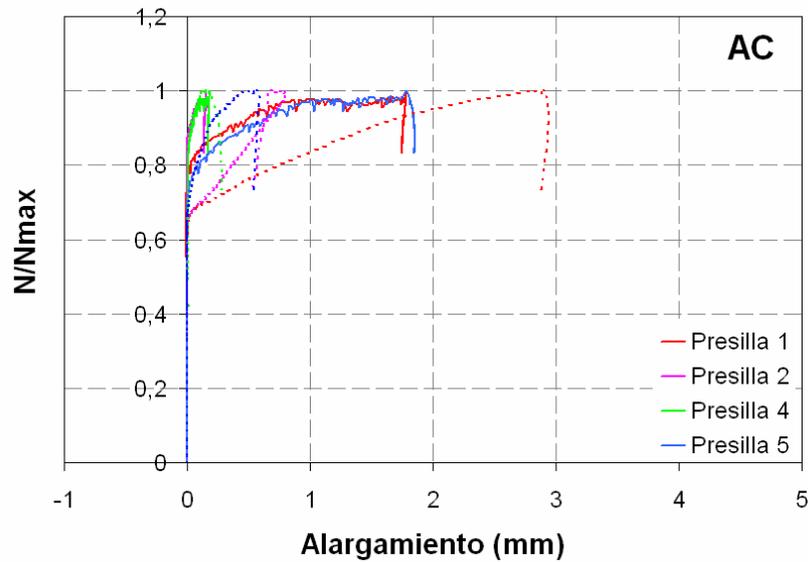


Figura 123. Alargamiento en presillas de soportes AC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

En los soportes reforzados con capitel las presillas más traccionadas siguen siendo la 1 y 5 pero a niveles de tensión inferiores que en el caso de soportes sin capitel. Esto es debido a un mejor reparto de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón a consecuencia de la colocación del capitel entre el acero del refuerzo y la cabeza del soporte a reforzar para este fin. Esto es debido a la transmisión de cargas del hormigón al acero es directa, y no únicamente por transferencia de cargas por rasante.

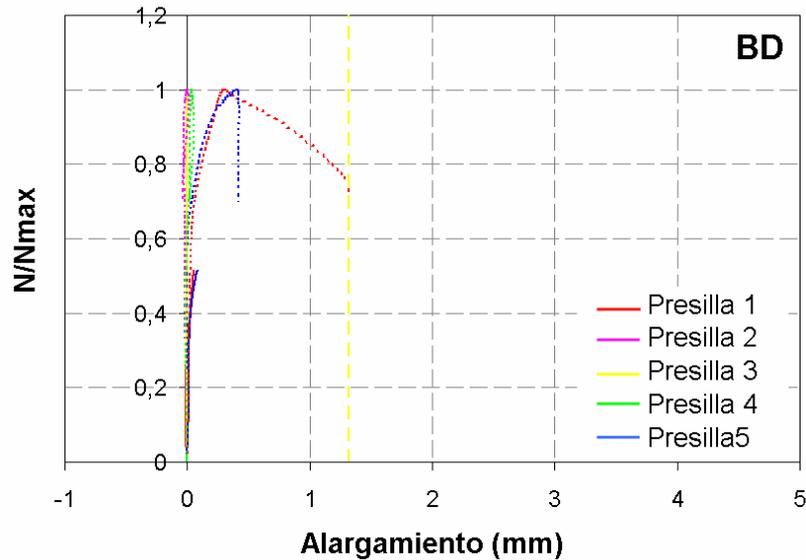


Figura 124. Alargamiento en presillas de soportes BDy.

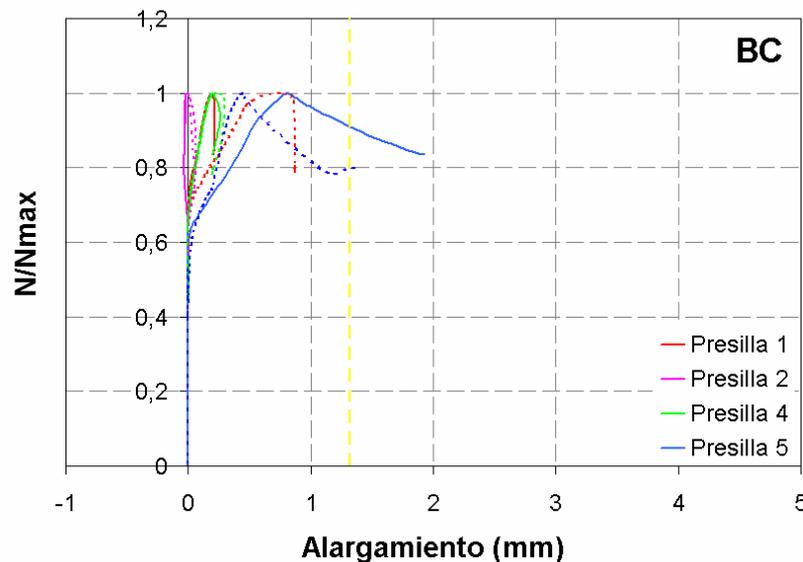


Figura 125. Alargamiento en presillas de soportes BC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

En los soportes en que los angulares del refuerzo se han adherido con mortero epoxídico (fig. 126 y 127) el comportamiento es análogo a los especímenes en que se utilizó mortero de cemento (AD y BD). Las mayores tensiones se recogen en las presillas 1 y 5 (a partir de las medidas de las deformaciones) y estas son notablemente superiores en el caso de soportes sin capitel.

Se recuerda que en este tipo de refuerzos el espacio existente entre las presillas y el pilar de hormigón se rellenó con mortero de cemento igualmente, ya que su cometido era asegurar el confinamiento del hormigón en estas zonas del espécimen.

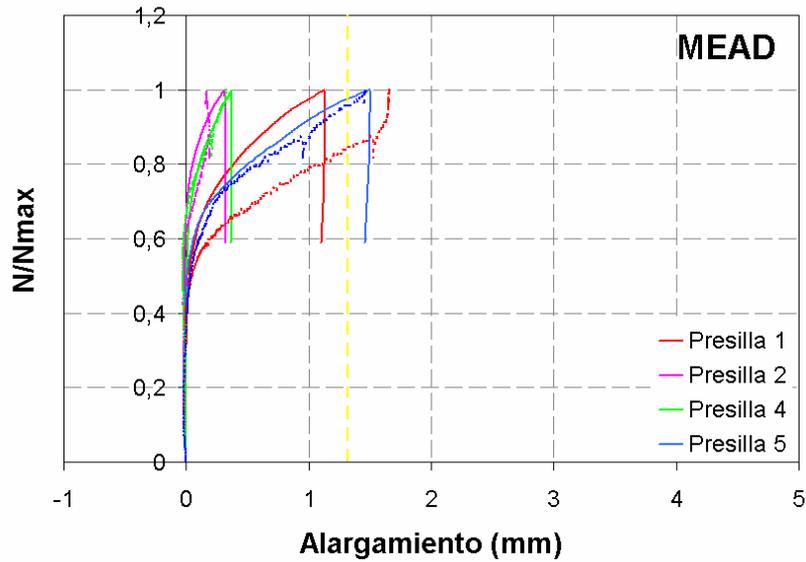


Figura 126. Alargamiento en presillas de soportes MEAD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

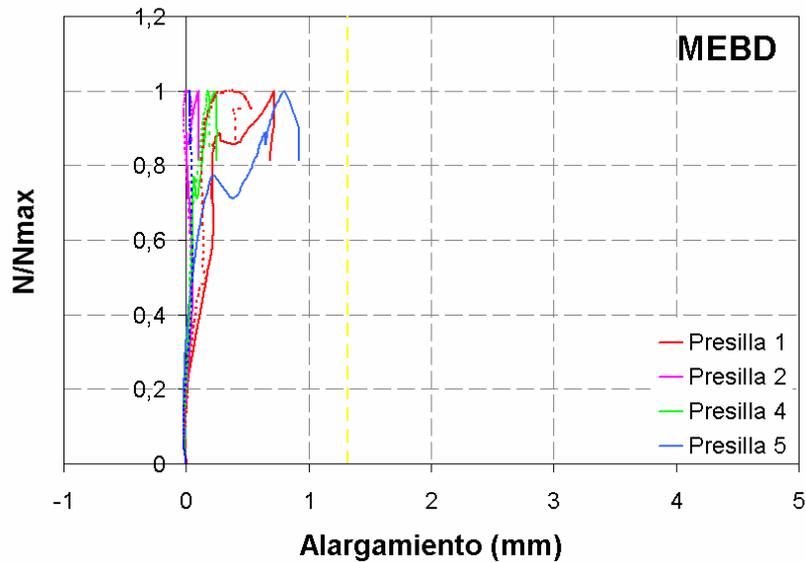


Figura 127. Alargamiento en presillas de soportes MEBD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

4.3.2 Probetas con siete presillas por cada cara del soporte.

En las siguientes figuras se presentan los resultados obtenidos en los pilares en que se ha añadido dos presillas adicionales de menor anchura en cada una de las caras del soporte, resultando un total de siete presillas. En ellos se observa que en los soportes reforzados sin capitel, las deformaciones (alargamiento) en presillas son mucho mayores a las presentadas en los soportes reforzados con capitel.

Esta variable (colocación de un capitel o no) es la más importante frente al estado del soporte en el momento de la realización del refuerzo (cargado o descargado), que apenas muestra diferencias. Aún así en los soportes reforzados mientras estaban cargados, las deformaciones recogidas por las presillas son mayores.

En todos los casos, las presillas más deformadas han sido las situadas en los extremos del tramo de pilar (1-2 y 6-7), llegando a valores de alargamiento que provocan su plastificación (275 N/mm^2) en todos los soportes sin capitel. En el caso de los soportes reforzados con siete presillas y con capitel este valor nunca se alcanza. El alargamiento que corresponde a la tensión de plastificación se ha representado en cada gráfica con una línea vertical amarilla.

En los soportes reforzados con siete presillas sin capitel, existe una pequeña diferencia en las deformaciones soportadas por las presillas en función del momento en que se realiza el refuerzo, siendo ligeramente superior cuando la operación se realiza con el pilar descargado, al contrario que en los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte.

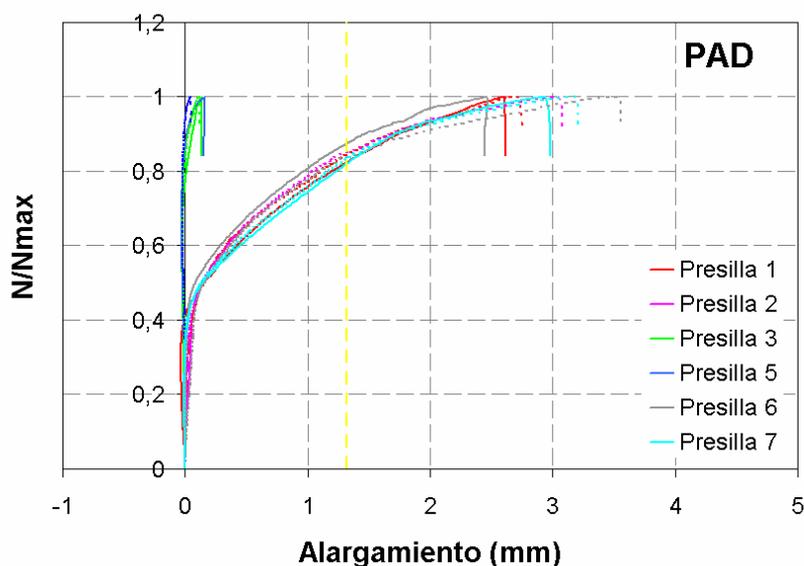


Figura 128. Alargamiento en presillas de soportes PAD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

En los soportes PAD, las presillas 1, 2, 6 y 7 en el momento de la rotura están soportando alargamientos de presillas muy superiores a los que corresponden a la tensión de plastificación de la presilla (275 N/mm^2), mientras que en los soportes PAC esto sólo ocurre para la presilla 2 del espécimen x y las presillas 6 y 7 de la probeta y.

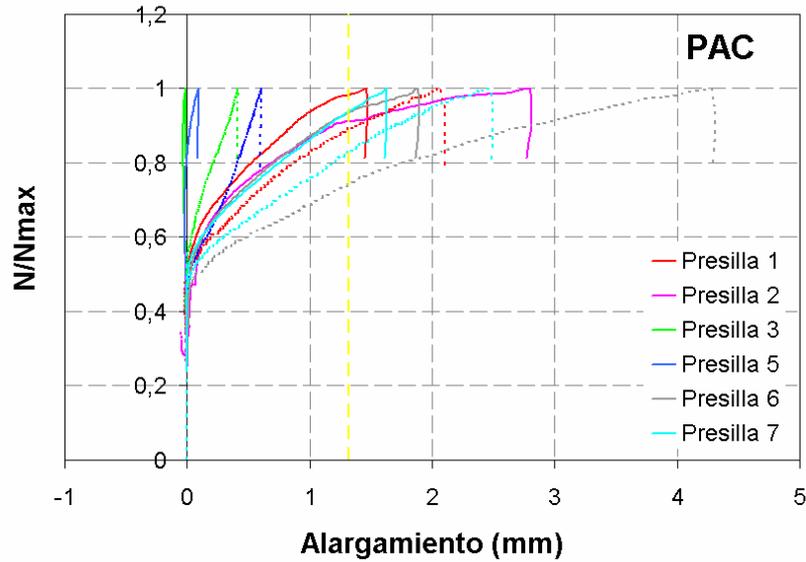


Figura 129. Alargamiento en presillas de soportes PAC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

En los soportes con siete presillas y capitel las presillas apenas sufren deformaciones.

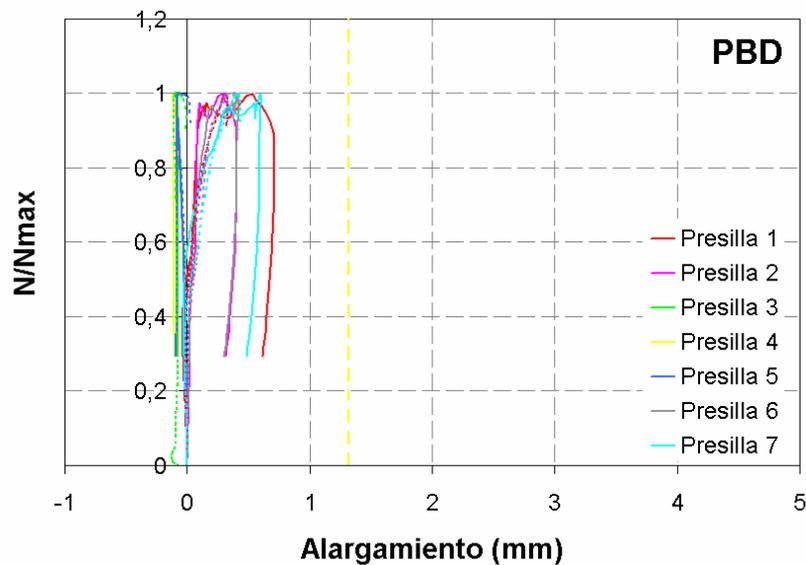


Figura 130. Alargamiento en presillas de soportes PBD. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

En las figuras 130 y 131 se aprecia que en los especímenes PBD y PBC, las presillas más deformadas, sufren un alargamiento inferior a 1 mm. Este valor es muy inferior al presentado por los soportes reforzados sin capitel.

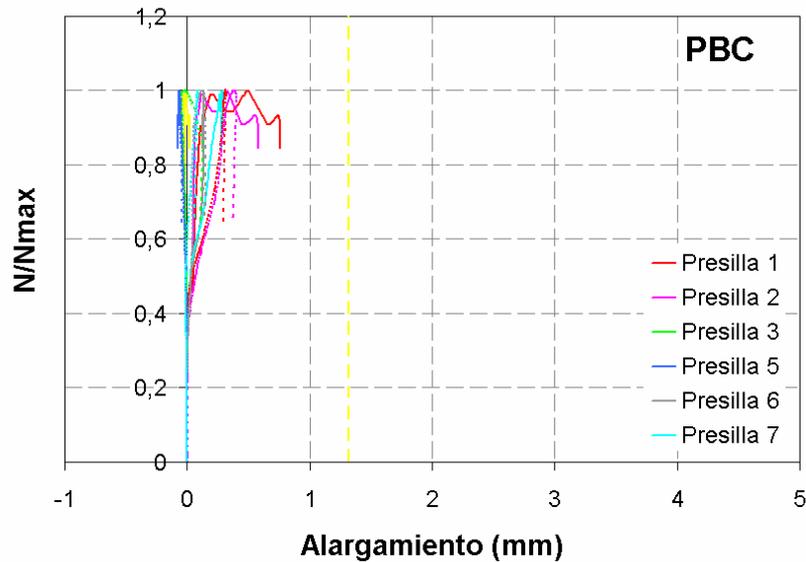


Figura 131. Alargamiento en presillas de soportes PBC. El trazo continuo corresponde al espécimen x y el discontinuo al y.

4.4 Axil - deslizamiento

En el presente apartado se van a presentar los distintos resultados obtenidos en cada uno de los soportes ensayados, del deslizamiento entre el acero del refuerzo y el pilar de hormigón original.

Todos estos resultados se han obtenido a partir de las mediciones realizadas con captadores de desplazamiento situados entre el acero del refuerzo y el hormigón en distintas secciones del soporte. Al no tener refuerzo, no aparecen datos de las probetas testigo.



Figura 132. Esquema y fotografía de la situación de los LVDT.

A continuación se muestran los resultados del deslizamiento en los soportes reforzados con 5 presillas en cada lado del pilar. El adhesivo utilizado para pegar los angulares al soporte de hormigón fue mortero de cemento o resina epóxidica. Estas cinco presillas dividían al soporte en 4 secciones como se ve en la figura 133.

En todos los soportes reforzados con 7 presillas por cada cara, se utilizó mortero de cemento como adhesivo. A efectos de nombrar las secciones, se mantiene la nomenclatura anterior tal y como se aprecia en la figura 133, ya que por razones de espacio, no se pudo colocar más captadores de desplazamiento en las proximidades de las cabezas que se habían rigidizado al colocar una nueva presilla.

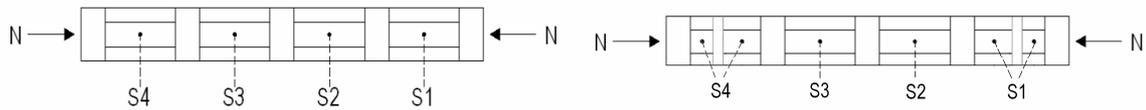


Figura 133. Secciones del soporte de cinco y siete presillas.

En las gráficas que aparecen a continuación aparecen con trazo continuo los datos referidos a los especímenes x, y con trazo discontinuo los especímenes y.

4.4.1 Soportes reforzados con 5 presillas por cada cara del soporte

- *Probetas AD*

En este tipo de probetas empresilladas sin capitel, el refuerzo se ha realizado tras descargar el soporte de hormigón y el adhesivo utilizado para pegar los angulares es mortero de cemento. En la figura 134 se muestran los resultados del espécimen ADx de la primera fase experimental. Los resultados del espécimen ADy no se presentan por la forma anómala de rotura.

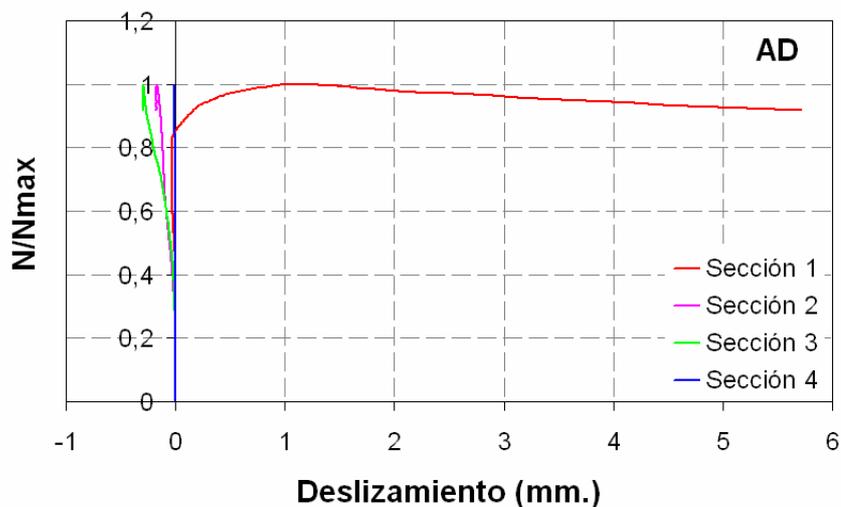


Figura 134. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AD de la primera fase.

La figura 135 muestra los resultados obtenidos al ensayar los especímenes AD de la segunda fase experimental. La lectura del LVDT situado en la sección 1 del espécimen ADx fue defectuosa y por ello no aparece en la gráfica.

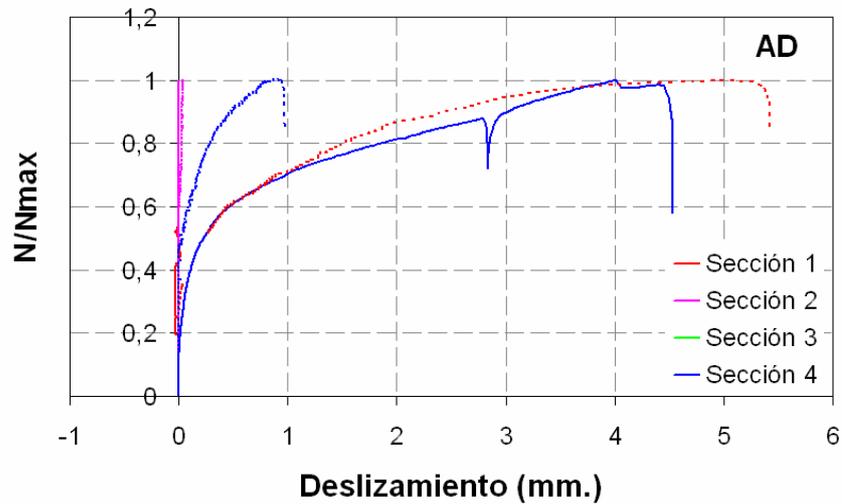


Figura 135. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AD de la segunda fase.

- *Probetas AC¹*

La diferencia de este tipo de probetas respecto al anterior es que el refuerzo se ha realizado manteniendo la carga en el soporte de hormigón original.

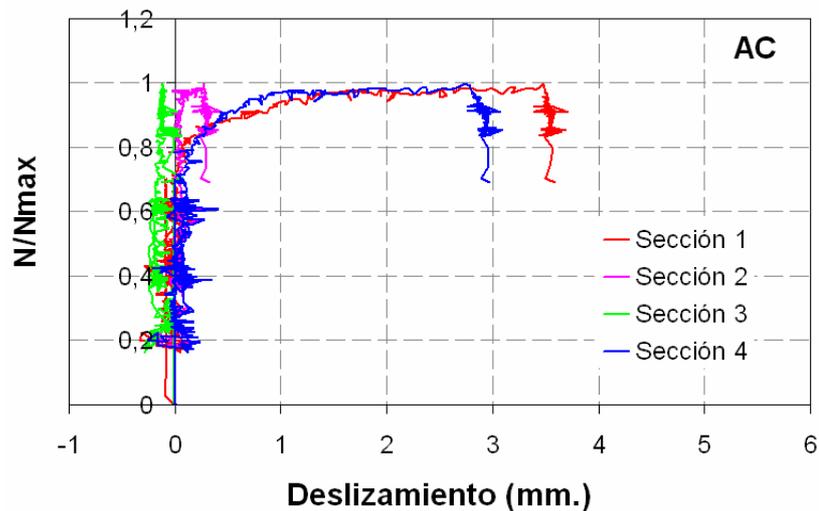


Figura 136. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes AC.

¹ No se dispone de datos del espécimen ACy

- *Probetas BD*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado tras descargar el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero de cemento. Se elabora un capitel para favorecer la transmisión de cargas al acero del refuerzo. Las lecturas correspondientes a las secciones 1 y 4 del espécimen BDx son defectuosas y por ello no aparecen.

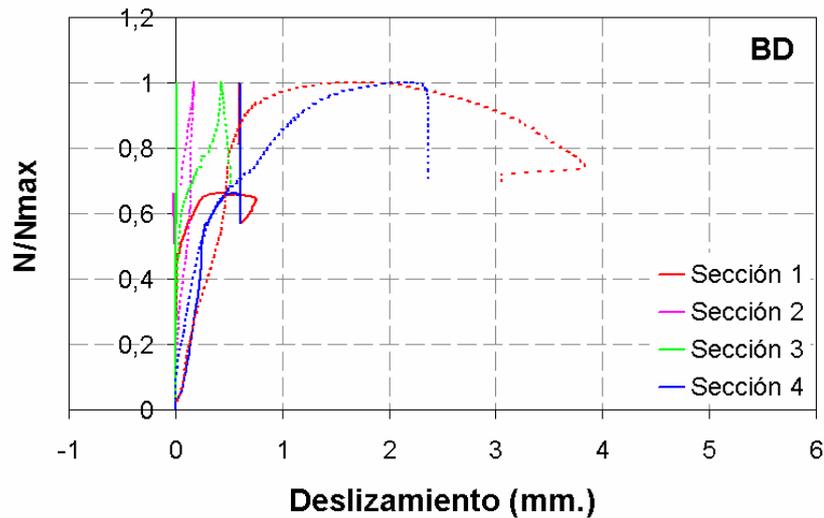


Figura 137. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes BD.

- *Probetas BC*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado manteniendo la carga en el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero de cemento. Se elabora un capitel para favorecer la transmisión de cargas al acero del refuerzo.

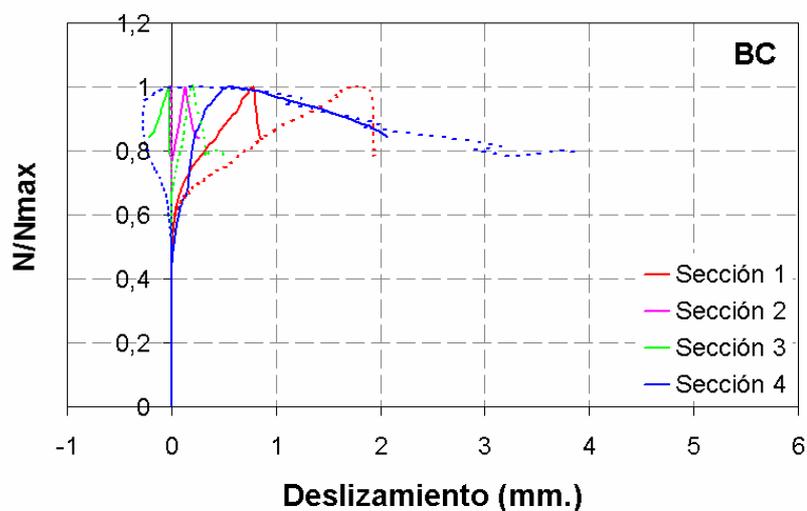


Figura 138. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes BC.

- *Probetas MEAD²*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado descargando el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero epoxídico y no posee ningún tipo de capitel. El refuerzo se ha realizado colocando cinco presillas de iguales dimensiones y equidistantes, en cada lado del soporte.

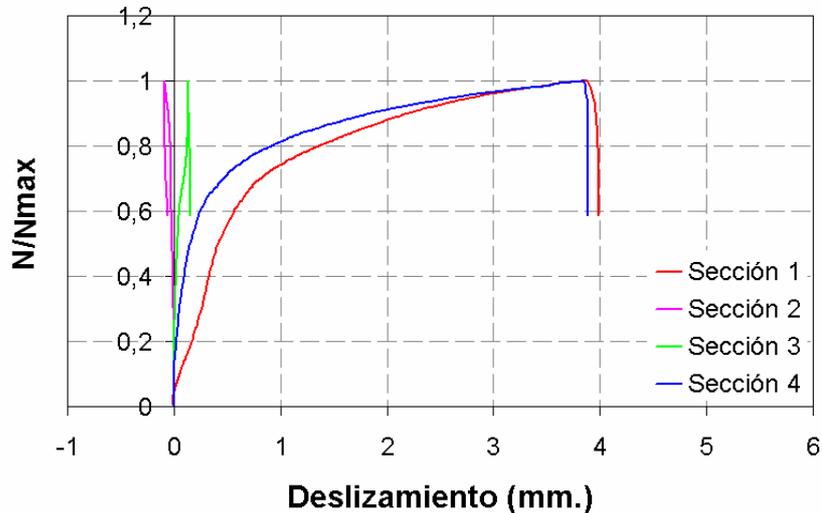


Figura 139. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes MEAD.

- *Probetas MEBD*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado descargando el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero epoxídico y se colocan cinco presillas en cada lado del soporte. Se elabora un capitel para favorecer la transmisión de cargas al acero del refuerzo.

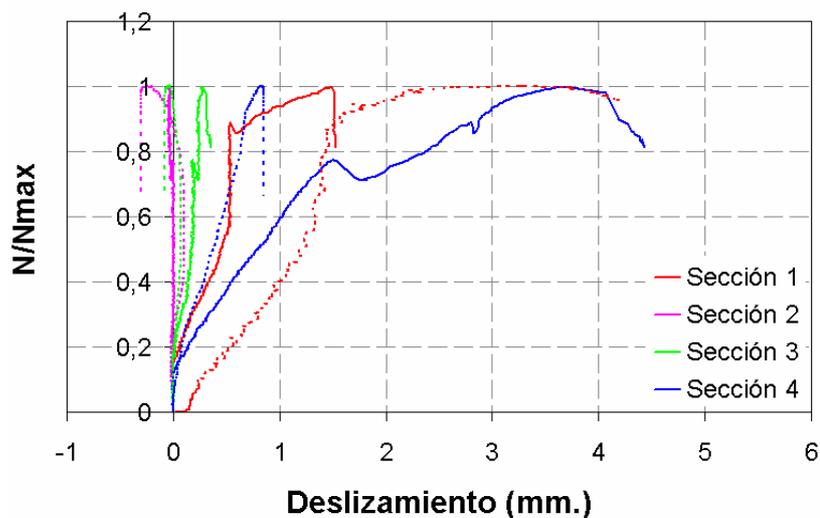


Figura 140. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes MEBD.

² No se disponen de datos referidos al espécimen MEADy

A la vista de los resultados obtenidos se puede observar que en todos los casos las zonas del soporte donde es mayor el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del pilar original son en los extremos (Secciones 1 y 4), mientras que la zona central apenas desliza.

El comportamiento de las probetas MEAD es prácticamente idéntico al del tipo AD, y el de las probetas MEBD es muy parecido al de las probetas BD.

Este efecto es más acusado en los soportes que no poseen capitel, donde también es más notable el efecto de descargar la estructura previamente a la ejecución del refuerzo. En los soportes con capitel el hecho de descargar la estructura apenas aporta diferencias en el deslizamiento.

4.4.2 Soportes reforzados con 7 presillas por cada cara del soporte

Se han ensayado ocho probetas con siete presillas por cada cara del soporte. Las variables que se han estudiado, además del efecto de incrementar el número de presillas ha sido la utilización o no de un capitel (tipo A sin capitel, tipo B con capitel) y el resultado de descargar el soporte tras la precarga para la realización del refuerzo o ejecutar este con el soporte cargado. (D, descarga; C refuerzo realizado manteniendo la carga)

En todos los soportes reforzados con 7 presillas por cada cara, se utilizó mortero de cemento como adhesivo. A efectos de nombrar las secciones, se mantiene la nomenclatura anterior, ya que por razones de espacio no se pudo colocar más captadores de desplazamiento en las proximidades de las cabezas que se habían rigidizado al colocar una nueva presilla.

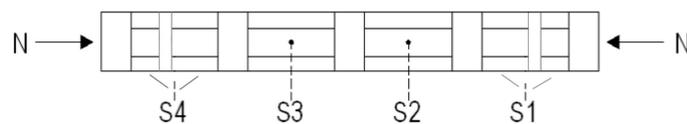


Figura 141. Secciones del soporte.

En los soportes realizados con siete presillas por cada lado del soporte se puede observar una menor influencia en el hecho de descargar o mantener cargada la estructura cuando se realiza el refuerzo sin capitel. Pero los resultados más significativos se obtienen en los pilares reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y capitel, en donde las secciones con mayor deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón son las centrales. Además este deslizamiento se produce en el momento en que alcanza la carga máxima.

- *Probetas PAD*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado descargando el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero de cemento y no

posee ningún tipo de capitel. El refuerzo se ha realizado colocando siete presillas en cada lado del soporte.

Las lecturas correspondientes a la sección 1 del espécimen PADx muestran una discontinuidad debida a un error durante su medida, por lo que su gráfica es irrelevante.

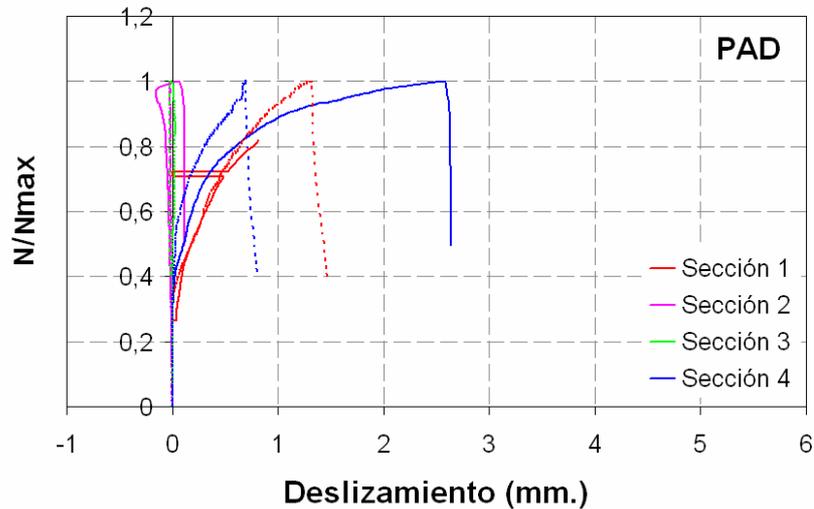


Figura 142. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PAD.

- *Probetas PAC³*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado manteniendo la carga en el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero de cemento y no posee ningún tipo de capitel. El refuerzo se ha realizado colocando siete presillas en cada lado del soporte. Los resultados que aparecen a continuación corresponden al espécimen PACy

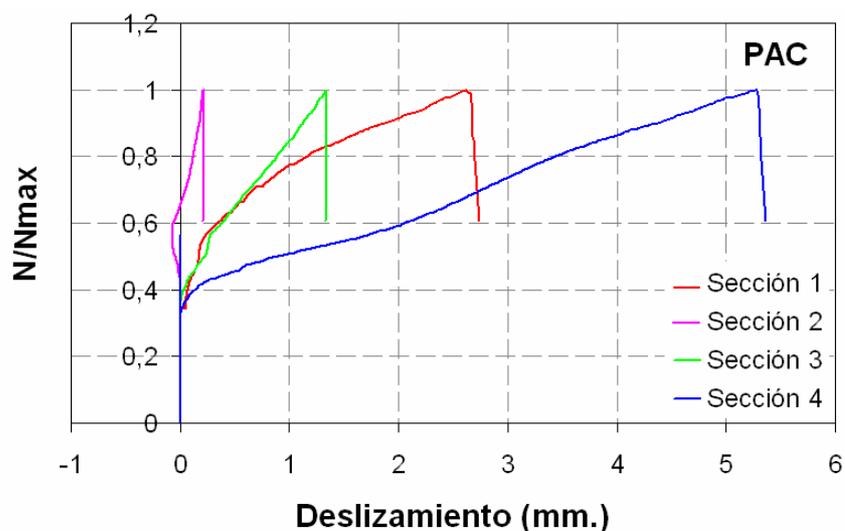


Figura 143. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PAC.

³ No se dispone de datos del espécimen PACx

- *Probetas PBD*

En este tipo de probetas el refuerzo se ha realizado descargando el soporte de hormigón original, el adhesivo entre el acero del refuerzo y el hormigón es mortero de cemento. Se elabora un capitel para favorecer la transmisión de cargas al acero del refuerzo.

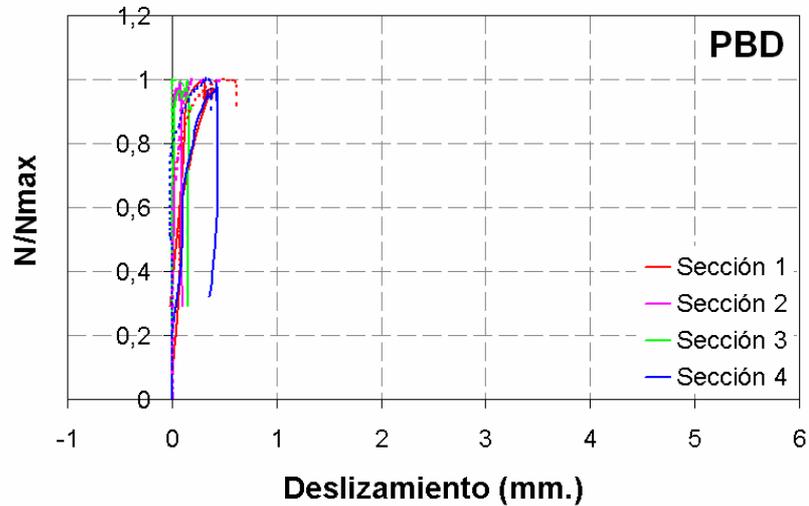


Figura 144. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PBD.

- *Probetas PBC*

La diferencia de este tipo de probetas respecto al anterior es que el refuerzo se ha realizado manteniendo la carga en el soporte de hormigón original. En ambos casos el deslizamiento entre acero y hormigón es muy pequeño.

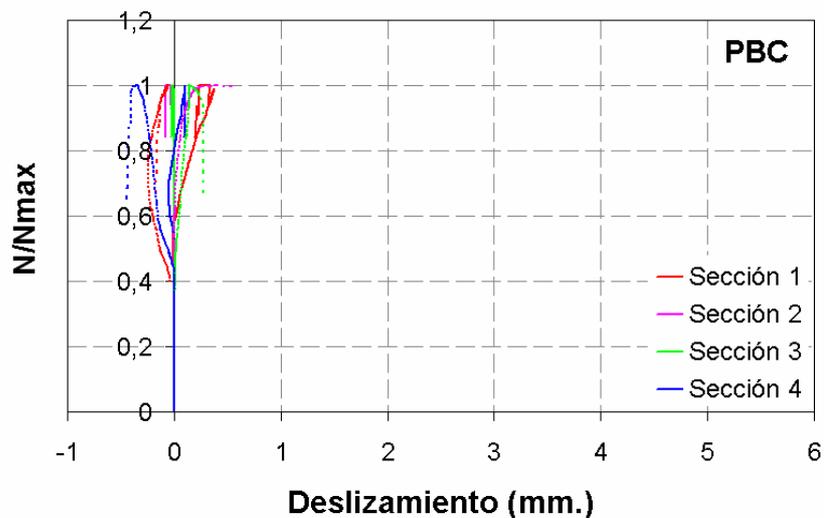


Figura 145. Deslizamiento entre acero y hormigón en las secciones de soportes PBC.

4.5 Primeras Conclusiones

Conclusiones respecto a pilares reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte.

Del estudio de los resultados de los ensayos se pueden avanzar algunas conclusiones relativas al comportamiento de los pilares reforzados con 5 presillas:

- Soportes tipo A (sin capitel): En ellos se observan diferentes pautas de comportamiento entre los tramos próximos a las cabezas (donde se producen todas las roturas) y los tramos centrales.
 - En los tramos próximos a las cabezas se produce la transmisión de cargas del pilar original al acero del refuerzo por rasante. De hecho, en las cabezas prácticamente se descargan los angulares y se produce un fuerte deslizamiento entre hormigón y acero. El principal efecto del refuerzo es, en este tipo de soporte y en esta zona del pilar, el confinamiento del pilar de hormigón. En efecto, en estas zonas se aprecia una fuerte tracción en las presillas y una flexión en los angulares.
 - En los tramos centrales prácticamente desaparece el deslizamiento acero-hormigón y los angulares toman la carga que les correspondería por su capacidad portante. Las tracciones en las presillas prácticamente desaparecen. Podríamos decir que el comportamiento es asimilable al de una sección mixta.
- Soportes tipo B (con capitel): Pese a que en ellos la transmisión de carga por rasante tiene una influencia prácticamente despreciable, siguen observándose diferentes pautas de comportamiento entre los tramos próximos a la cabeza y los tramos centrales.
 - La rotura sigue dándose en los tramos extremos. En ellos sí se observa (contrariamente a lo que ocurre en los soportes tipo A) que los angulares reciben carga. Pese a ello se produce también un cierto deslizamiento entre hormigón y acero y tensión en las presillas (aunque de cuantía muy inferior a la de los soportes tipo A). El hormigón alcanza en rotura una carga similar a la que tiene sin confinar. Aparentemente el grado de confinamiento que ejerce este tipo de refuerzo es muy reducido ya que la plastificación de los angulares se produce principalmente por efecto del axil, dejando poco margen para resistir momentos. En los ensayos de este tipo de refuerzos (BC y BD) se ha producido la rotura de los angulares por un efecto local de abollamiento de un ala ya que los capiteles no se han colocado sobre presillas. Este hecho ha impedido que alcanzasen su capacidad máxima. En aquellos ensayos en los que sí se colocó presilla bajo el capitel (MEBD), los angulares sí alcanzaron prácticamente su axil máximo.
 - En los tramos centrales las pautas de comportamiento observadas son en todo similares a las de los tramos centrales de los soportes tipo A.

- En todos los casos ensayados aumenta notablemente la carga última del soporte, aumentando también el acortamiento en rotura y la rigidez general del soporte.
- El comportamiento de aquellos especímenes en los que el adhesivo utilizado ha sido resina epoxídica es prácticamente idéntico al de aquellos que se pegaron con mortero de cemento.
- El hecho de realizar el refuerzo con el soporte cargado o descargado, no produce grandes diferencias de comportamiento para el nivel de precarga ensayado (65% de N_{max}).
- En general, las dos probetas x e y de un mismo tipo, manifiestan tendencias de comportamiento muy similares.

Conclusiones respecto a pilares reforzados con siete presillas por cada cara del soporte.

A la vista de las gráficas y tras haber estudiado las curvas carga-acortamiento de cada uno de los especímenes, ya se puede deducir algunas pautas de comportamiento de los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte:

- La adición de dos presillas de menores dimensiones en las secciones cercanas a las cabezas del soporte mejora considerablemente la resistencia y la ductilidad de los elementos reforzados.
- Soportes tipo A: En estos soportes se sigue produciendo la rotura del pilar en las cabezas aunque en este caso para niveles de axil superiores a los de soportes con cinco presillas. La causa es el notable incremento de confinamiento que introduce la nueva presilla. De hecho, su plastificación por tracción es el mecanismo que inicia la rotura del pilar. Por lo demás, las pautas de comportamiento son muy similares a las de los soportes de 5 presillas.
- Soportes tipo B: El acero del refuerzo se carga en las secciones próximas a las cabezas. Este hecho provoca la deformación conjunta del acero y el hormigón sin que aparezcan deslizamientos entre los dos elementos en ninguna de las secciones del soporte (apartado 4.4 del presente capítulo). Por ello la rotura del espécimen reforzado tiene lugar en el tramo central del soporte y se puede decir que estos elementos se comportan como una estructura mixta.
- El hecho de realizar el refuerzo con el soporte cargado o descargado, no produce grandes variaciones para el nivel de precarga ensayado (65% de N_{max} del pilar).
- En general, las dos probetas x e y de un mismo tipo, manifiestan tendencias de comportamiento muy similares. Esto no se ha podido comprobar totalmente en los soportes con capitel, debido a la rotura de las cabezas de los especímenes x.

4.6 *Máxima resistencia a compresión, Eficiencia, Incremento de axil y Eficacia del sistema de refuerzo.*

Las siguientes tablas (21 y 22) resumen los distintos valores obtenidos durante la fase experimental para los elementos reforzados. A partir de los resultados logrados y comparándolos con los teóricos se establecen valores de Eficiencia, incremento de axil debido al refuerzo y la Eficacia del mismo.

La columna “*resistencia del hormigón*” (a), presenta los valores obtenidos al romper a 28 días 2 probetas cilíndricas de 15x30 cm. del hormigón utilizado para fabricar los soportes originales.

A continuación se muestra el máximo axil teórico (b) que es capaz de soportar el conjunto formado por los cuatro angulares L.80.8, obtenido según:

$$N_{ut} = A_{s2} \cdot f_y = 4 \cdot 12,3 \cdot 10^2 \cdot 275 = 1353000N = 1353kN \quad [4.1]$$

Los valores del máximo axil teórico del soporte original de hormigón armado (c) obtenido a partir de la geometría, de la resistencia del hormigón y la armadura. Se han calculado sin introducir ningún coeficiente de seguridad (sin tener en cuenta el efecto de confinamiento introducido por las presillas), según la siguiente fórmula;

$$N_{co} = b \cdot h \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y \quad [4.2]$$

Siendo b y h las dimensiones de la sección de hormigón (30x30 cm.), f_c la resistencia del hormigón utilizado para fabricar el soporte, A_{s1} la sección de las barras de acero B400S de 12 mm. de diámetro y f_y su límite elástico.

Las seis columnas restantes, presentan valores relativos al soporte reforzado.

N_{st} (d), será la máxima resistencia teórica a compresión que tendrá el elemento reforzado, suponiendo que tanto el acero del refuerzo como el hormigón trabajarán hasta su axil de agotamiento. Esto es;

$$N_{st} = N_{co} + N_{ut} \quad [4.3]$$

El siguiente valor es el axil de agotamiento del elemento reforzado medido en laboratorio (e), y se representa como N_{exp} .

A partir de estos valores teóricos y experimentales se ha definido una serie de parámetros para poder evaluar la Eficiencia, la Eficacia y el incremento de resistencia a compresión debido a la acción del acero del refuerzo.

La Eficiencia se define como el cociente entre el máximo axil soportado por el elemento reforzado en ensayos de laboratorio y el máximo axil teórico obtenido al sumar el máximo axil que soporta el pilar de hormigón armado y el máximo axil que puede soportar el acero del refuerzo.

$$Eficiencia = \frac{N_{exp}}{N_{st}} \cdot 100 \quad [4.4]$$

El incremento de la resistencia a compresión debido al refuerzo, será la diferencia entre el máximo axil soportado por el elemento reforzado en ensayos de laboratorio, y el máximo axil teórico que puede soportar el soporte de hormigón armado,

$$\Delta N = N_{exp} - N_{co} \quad [4.5]$$

Esta variable tiene su importancia al valorar cuantitativamente en cuanto se incrementa la resistencia a compresión del pilar por el efecto del refuerzo. Este incremento, como se discute a lo largo del presente trabajo de investigación, se deberá a la resistencia a compresión del acero que actúa de manera pasiva, y al efecto de confinamiento que introduce en el soporte de hormigón armado.

La Eficacia se define como el cociente entre el incremento de resistencia a compresión debido al refuerzo, y la máxima resistencia teórica a compresión que presentan los cuatro angulares L.80.8

$$Eficacia = \frac{\Delta N}{N_{ut}} \cdot 100 \quad [4.6]$$

Se puede afirmar a la vista de los resultados que todos los elementos ensayados han presentado una mejora considerable de la resistencia a compresión, así como un incremento de la ductilidad. La rotura de los pilares reforzados ha ocurrido en los extremos del soporte prácticamente simultáneamente en el caso de los elementos con 5 presillas. En los soportes con 7 presillas por cada cara del soporte se ha desplazado hacia el centro la zona de rotura, mejorando significativamente la resistencia del elemento.

En los resultados mostrados en las tablas 21 y 22 se aprecia que los soportes reforzados incrementan considerablemente su resistencia a compresión.

En los soportes reforzados con 5 presillas por cada cara del pilar, se obtienen valores muy interesantes de la eficiencia del refuerzo, entre el 77 y el 90%, sin que existan diferencias notables entre las variables analizadas en el presente trabajo de investigación. Si observamos los especímenes en que se ha utilizado mortero de cemento como adhesivo entre los angulares y el pilar de hormigón se podría deducir que en los soportes sin capitel la eficiencia es mayor

(89 y 84% frente a 82 y 77% respectivamente). Sin embargo, es importante resaltar que en los pilares tipo B, la rotura de los angulares (que es la que condiciona la rotura del pilar) se produce por un efecto local de abolladura, por no colocar una presilla bajo el capitel, lo que distorsiona la información. En aquellos pilares en los que sí se colocó presilla bajo el capitel (MEBD), el comportamiento general del pilar mejoró notablemente alcanzando una eficiencia del 90%.

El incremento de axil debido al refuerzo está influenciado por la resistencia del hormigón del soporte original. En el caso estudiado varía entre 714 y 1034 kN. Se puede apreciar que este incremento es porcentualmente mayor a menor resistencia del hormigón. Únicamente llega a superar al axil que es capaz de soportar el pilar de hormigón original en el caso de probetas tipo MEBD.

Sin embargo si nos fijamos en la eficacia del refuerzo, esta será mayor cuanto más incremento de axil debido al refuerzo presente la probeta. Esto es así por que en todos los ensayos se ha utilizado el mismo tipo de angular para configurar el empresillado que actúa como refuerzo.

En todos los casos se obtienen valores de eficacia del refuerzo superior al 50%.

4.6.1 Soportes de cinco presillas.

	Número de pilares	Tipo de capitel	Resistencia hormigón ^a (MPa)	Acero del Refuerzo N_{ut}^b (kN)	Pilar de HA N_{co}^c (kN)	Pilares reforzados				
						N_{st}^d (kN)	N_{se}^e (kN)	N_{se}/N_{st}^f (%)	ΔN^g (kN)	E^h (%)
Testigos	2	-	11.9	-	1252	-	-	-	-	-
Refuerzo realizado tras descargar al pilar de hormigón armado y utilizando mortero de cemento como adhesivo										
AD (1)	2	A	15.5	1353	1576	2929	2600	89	1024	76
AD (2)	2	A	8.3	1353	946	2299	1806	79	860	64
BD	2	B	10.6	1353	1135	2488	2045*	82	910	67
Refuerzo realizado manteniendo la carga en el pilar de hormigón armado y utilizando mortero de cemento como adhesivo										
AC	2	A	12.4	1353	1297	2650	2231	84	934	69
BC	2	B	14.0	1353	1441	2794	2155*	77	714	53
Refuerzo realizado tras descargar al pilar de hormigón armado y utilizando mortero epoxídico como adhesivo										
MEAD	2	A	8.3	1353	946	2299	1768	77	822	61
MEBD	2	B	8.3	1353	946	2299	2080	90	1034	76

* Rotura producida por efecto local de abolladura en los angulares

Tabla 21. Datos teóricos y experimentales de los soportes de cinco presillas.

^a Obtenida de probeta cilíndrica de 15x30 cm.

^b Resistencia a compresión teórica del acero de los angulares, $N_{ut} = A_{s2} f_y$.

^c Resistencia a compresión teórica del pilar de hormigón, sin coeficientes de reducción, $N_{co} = b h f_c + A_{s1} f_y$.

^d Resistencia a compresión teórica del soporte reforzado según, $N_{st} = N_{co} + N_{ut}$.

^e Máxima resistencia a compresión del soporte reforzado obtenido en los ensayos, N_{exp} .

^f Eficiencia del refuerzo, N_{exp}/N_{st} .

^g Incremento de axil debido al refuerzo, $\Delta N = N_{exp} - N_{co}$.

^h Eficacia del refuerzo, $E = \Delta N / N_{ut}$.

4.6.2 Soportes con siete presillas por cada cara del soporte.

	Número de pilares	Tipo de capitel	Resistencia hormigón ^a (MPa)	Acero del Refuerzo N_{ut} ^b (kN)	Pilar de HA N_{co} ^c (kN)	Pilares reforzados				
						N_{st} ^d (kN)	N_{se} ^e (kN)	N_{se}/N_{st} ^f (%)	ΔN ^g (kN)	E ^h (%)
Testigos	2	-	7.9	-	910	-	-	-	-	-
Refuerzo realizado tras descargar al pilar de hormigón armado y utilizando mortero de cemento como adhesivo										
PAD	2	A	8.3	1353	946	2299	2442	106	1496	110
PBD	2	B	8.3	1353	946	2299	2600	110	1654	122
Refuerzo realizado manteniendo la carga en el pilar de hormigón armado y utilizando mortero de cemento como adhesivo										
PAC	2	A	8.3	1353	946	2299	2255	98	1309	97
PBC	2	B	8.3	1353	946	2299	2500	108	1554	115

Tabla 22. Datos teóricos y experimentales de los soportes de siete presillas.

^a Obtenida de probeta cilíndrica de 15x30 cm.^b Resistencia a compresión teórica del acero de los angulares, $N_{ut} = A_{s2} f_y$.^c Resistencia a compresión teórica del pilar de hormigón, sin coeficientes de reducción, $N_{co} = b h f + A_{s1} f_y$.^d Resistencia a compresión teórica del soporte reforzado según, $N_{st} = N_{co} + N_{ut}$.^e Máxima resistencia a compresión del soporte reforzado obtenido en los ensayos, N_{exp} .^f Eficiencia del refuerzo, N_{exp}/N_{st} .^g Incremento de axil debido al refuerzo, $\Delta N = N_{exp} - N_{co}$.^h Eficacia del refuerzo, $E = \Delta N / N_{ut}$.

En los resultados mostrados en la tabla 22 se aprecia que los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte incrementan espectacularmente su resistencia a compresión.

Se puede decir que la Eficiencia del refuerzo alcanza el 100% en prácticamente todos los ensayos.

El incremento de axil debido al refuerzo, es en todos los casos superior al axil que puede soportar el pilar sin reforzar.

Los valores de Eficacia del refuerzo superan el 100%, por lo que se puede concluir que la adición de pequeñas presillas en los extremos del soporte con la finalidad de rigidizar esta parte del elemento reforzado es muy conveniente.

En la bibliografía existente hasta la fecha (Cirtek 2001), (Fernández Canovas 1994) y (Regalado 1999) se han obtenido distintas formulaciones para determinar el incremento de axil que proporciona el refuerzo al soporte de hormigón original. En la tabla 23 se puede ver el resultado de aplicar estas fórmulas. Además se presentan en la citada tabla los valores de incremento de axil para todos los casos de soportes de cinco y siete presillas, y el valor porcentual respecto de estos valores de los incrementos obtenidos con las citadas formulaciones (porcentaje respecto el incremento de axil en soportes con 5 presillas/ porcentaje respecto el incremento de axil en soportes con 7 presillas)

Valor medio de los resultados experimentales		Cirtek		Fernández Canovas	Regalado Tesoro
5 Presillas	7 Presillas	Refuerzo realizado con el pilar cargado	Refuerzo realizado con el pilar descargado		
$\Delta N = 976 \text{ kN}$	$\Delta N = 1411 \text{ kN}$	$\Delta N = 469 \text{ kN}$	$\Delta N = 485 \text{ kN}$	$\Delta N = 101 \text{ kN}$	$\Delta N = 633 \text{ kN}$
		48,0 / 33,2 %	49,7 / 34,4 %	10,3 / 7,2 %	64,8 / 44,8 %

Tabla 23. Comparación de distintas formulaciones para obtener el incremento de axil proporcionado por el refuerzo, y los resultados experimentales.

Para poder aplicar la formulación de Cirtek, ha sido necesario suponer una separación de presillas de 225 mm, que es la máxima permitida por este autor (en realidad, la separación entre ejes de presillas de los elementos ensayados fue de 575 mm.). Aún así se puede observar que el incremento de axil conseguido en laboratorio es del orden del doble que el previsto por esta formulación a pesar de la gran separación de las presillas, por lo que se puede afirmar que, según los ensayos realizados, es excesivamente conservadora. Este hecho unido a la dificultad de elaborar en obra refuerzos con tanta cantidad de soldadura además del incremento de precio que esto supone, indica que la

recomendación de diseño propuesta por Cirtek, a pesar de tener gran cantidad de parámetros en cuenta, no representa bien el comportamiento de pilares reforzados en las condiciones de la presente investigación.

Por otra parte Fernández Canovas aplica criterios muy conservadores y Regalado Tesoro es el autor que más se aproxima a los resultados experimentales. Además este último autor utiliza la formulación más sencilla, ya que se trata de evaluar cuanto incremento de axil son capaces de soportar los angulares metálicos que conforman el refuerzo, y posteriormente supone que tanto ellos como el pilar original trabajan a un 60% de su capacidad.

De aquí se puede concluir que ninguno de los métodos existentes en la actualidad reproduce adecuadamente los resultados obtenidos en los ensayos. Por otro lado ninguno de ellos contempla en su totalidad el comportamiento general del pilar reforzado, interpretando, de forma razonada los posibles métodos de fallo.

CAPITULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tras la presentación de los resultados obtenidos en la fase experimental, en este capítulo se interpreta el comportamiento del pilar reforzado identificando los mecanismos de transmisión de cargas entre el pilar de hormigón original y el acero del refuerzo

5 Análisis de resultados.

5.1 Introducción.

Tras la presentación de los resultados obtenidos en la fase experimental del presente trabajo de investigación, y tras haber esbozado algunas pautas de conducta al comentar los distintos gráficos elaborados, es el momento de interpretar el comportamiento del pilar reforzado identificando los mecanismos de transmisión de cargas entre el pilar de hormigón original y el acero del refuerzo.

Además de contar con los resultados experimentales, se han utilizado los datos obtenidos a partir del modelo numérico desarrollado por José Miguel Adam, en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (Adám et al. 2006), con el fin de visualizar las semejanzas o desviaciones del modelo teórico de los datos obtenidos experimentalmente. Aún así el presente estudio se centra principalmente en la interpretación de los ensayos experimentales y no en el desarrollo de un modelo teórico de comportamiento, pero es muy interesante comparar los resultados para verificar pautas de comportamiento que permita formulaciones sencillas para diseñar este tipo de actuación.

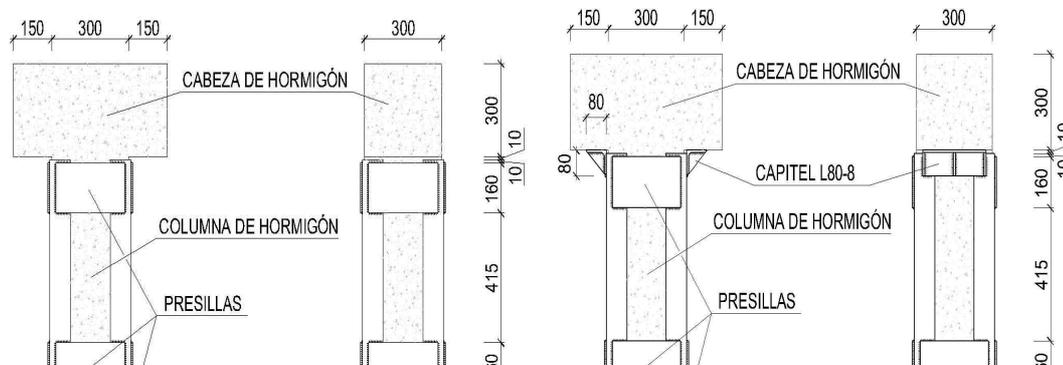


Fig. 146. Geometría de las probetas A y B

La modelización numérica con la que se comparan los resultados experimentales ha sido desarrollada planteando únicamente 5 tipos de probetas. En primer lugar se modelizó el comportamiento de las probetas testigo, es decir, los soportes de hormigón armado sin reforzar. Los otros cuatro tipos de probetas modelizadas son soportes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del pilar y se diferencian en la conexión del refuerzo con la cabeza del soporte. En las probetas tipo A (siguiendo la nomenclatura de este estudio) no existe conexión entre el refuerzo metálico y la cabeza, finalizando los extremos del refuerzo con unas presillas soldadas a los angulares. Para el caso de la probeta B, la conexión entre el refuerzo metálico y la cabeza se resuelve con unos capiteles formados por perfiles metálicos

L80.8, sin disponer las presillas metálicas en la zona en la cual se coloca éste último. En la figura 146 puede verse con más detalle la solución adoptada para resolver la zona de los extremos del refuerzo metálico.

En la modelización numérica el elemento de unión entre el acero del refuerzo y el soporte de hormigón original ha sido el mortero de cemento.

A la vista de todos los resultados presentados en el capítulo anterior se puede afirmar que el modo de trabajo del soporte reforzado con angulares y presillas metálicas depende de:

- Configuración del refuerzo metálico
- Del estado y las características del soporte original.

A nivel experimental es inabordable el planteamiento de un estudio paramétrico que analice todas las posibles variables englobadas en los dos enunciados anteriores (número de presillas, tipo de angular metálico, configuración del capitel, nivel de deformación original del soporte de hormigón, resistencia del hormigón, dimensiones del soporte, tipo de adhesivo, etc.).

Este estudio paramétrico se llevará a cabo en próximas investigaciones como se sugiere en futuras líneas de investigación. En el presente trabajo, que sirve de punto de partida, se analizará de manera individual cada disposición del acero del refuerzo ya que las características del soporte original han sido similares para todos los casos estudiados y se obviará la variable de estado de carga del soporte en el momento de la realización del refuerzo, ya que para el nivel de precarga estudiado (65% de la carga de rotura) no se han obtenido diferencias significativas.

5.2 Descripción del modo de comportamiento del pilar reforzado.

Tal y como se comentaba en el capítulo anterior, al interpretar alguno de los resultados experimentales, los **mecanismos resistentes** que intervienen al realizar refuerzos compuestos por perfiles metálicos empresillados son:

- a. El confinamiento inducido por la jaula de acero sobre el hormigón
- b. El aumento de resistencia del conjunto por la contribución del acero del refuerzo (porque ha habido transferencia de cargas a este elemento).

Además, según los resultados obtenidos, se ha verificado que tal y como apuntan otros autores que han estudiado el tema (del Río 1991, Fernández Canovas, 1984) los **mecanismos de transferencia de cargas** que actúan al reforzar un soporte de hormigón armado reforzado son:

- a. La transferencia de cargas a través del rozamiento de la zona de contacto Hormigón-Acero.
- b. La transferencia de cargas por transmisión directa a través del capitel.

En los soportes sin capitel el único mecanismo que actuará será la transmisión de cargas a través de la interfaz Hormigón-Acero, mientras que en los soportes con capitel, habrá una superposición de efectos.

5.2.1 Mecanismos resistentes del soporte reforzado.

Tal y como se preveía en la presentación de la investigación planteada, los mecanismos resistentes que entran en funcionamiento al reforzar un soporte de hormigón armado con angulares metálicos empresillados son: el confinamiento inducido por la jaula de acero sobre el hormigón y el aumento de resistencia del conjunto por la contribución del acero del refuerzo.

- *Confinamiento del pilar de hormigón por el refuerzo.*

La restricción de la deformación del hormigón en sentido transversal proporcionada por la jaula de acero, genera un estado de tensiones triaxiales en el pilar sometido a compresión simple, que aumenta la resistencia a compresión del hormigón (Cirtek L., 2001).

Este hecho se ha verificado experimentalmente, ya que para estados de carga del soporte reforzado próximos al 80% del axil de rotura, el pilar de hormigón original está soportando tensiones superiores a su tensión de rotura cuando está sometido a compresión simple. Esto se debe sin duda, a la limitación de deformación transversal impuesta por los angulares y presillas metálicas que provoca el estado triaxial y aumenta la resistencia a compresión del hormigón.

En las siguientes gráficas (fig. 147 a fig. 154) se pueden ver (para algunas de las probetas ensayadas) los valores de axil total (marcados en rojo) para los que el hormigón está soportando tensiones superiores a la resistencia teórica del pilar de hormigón. Este fenómeno ocurre siempre en los extremos del soporte y para todos los especímenes ensayados. Se puede observar como el incremento de resistencia es muy notable para pilares tipo A (sin capitel) y tienen menor importancia relativa en pilares tipo B (con capitel).

Se muestra el comportamiento de los especímenes en las secciones que limitan con las cabezas de hormigón que es dónde se produce este fenómeno.

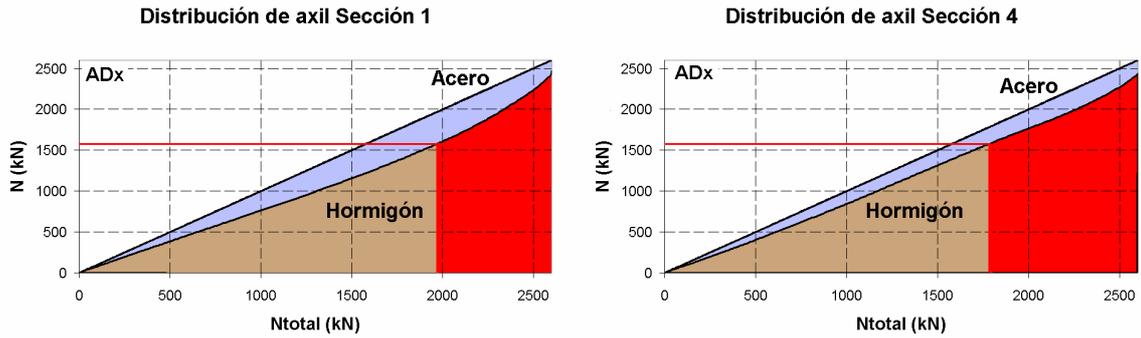


Fig. 147. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen ADx.

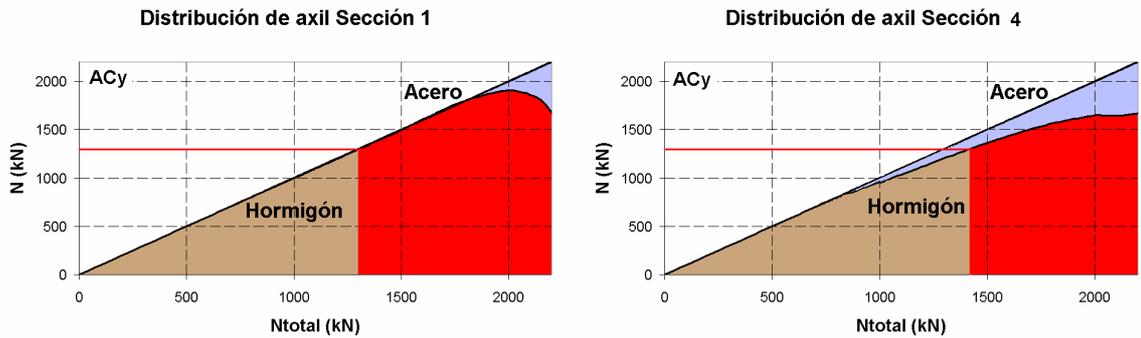


Fig. 148. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen ACy.

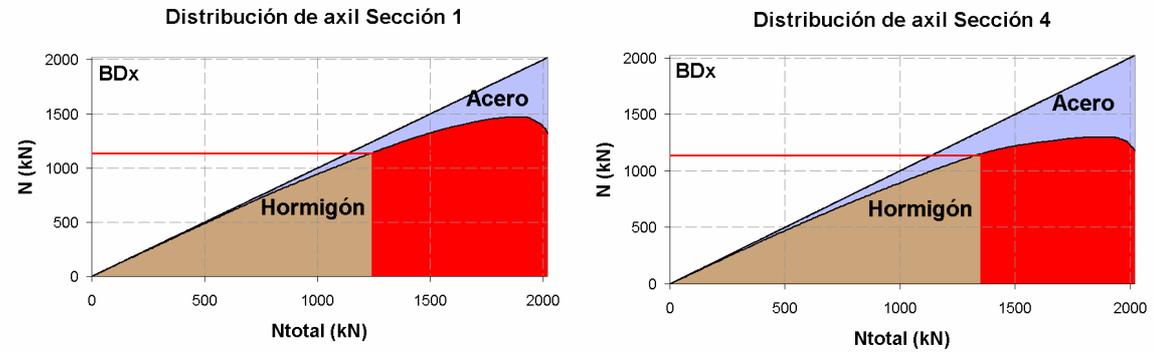


Fig. 149. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen BDx.

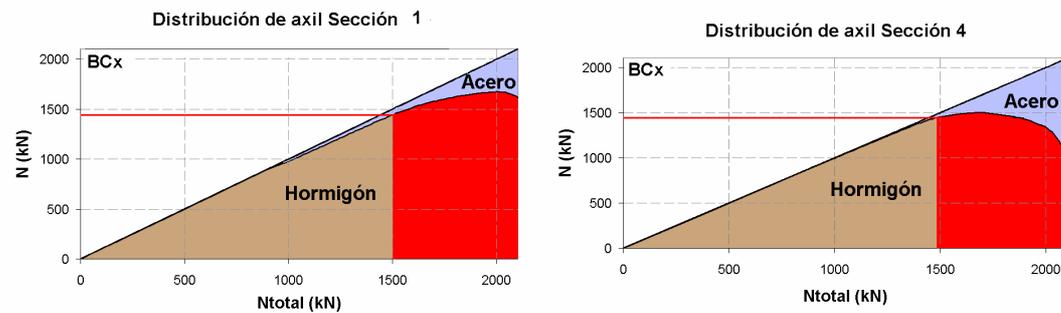


Fig. 150. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen BCx.

Este fenómeno se acentúa en el caso de realizar el refuerzo con siete presillas por cada cara del soporte, ya que los nuevos elementos se han dispuesto entre las dos presillas más cercanas a las cabezas, con lo que se consigue un confinamiento aún mayor en esta zona del soporte. Como se aprecia en las siguientes figuras la tensión que llega a soportar el hormigón del soporte original es más del doble que el axil de agotamiento de un pilar de hormigón sometido a compresión simple con sus características de resistencia y sección, 946 kN.

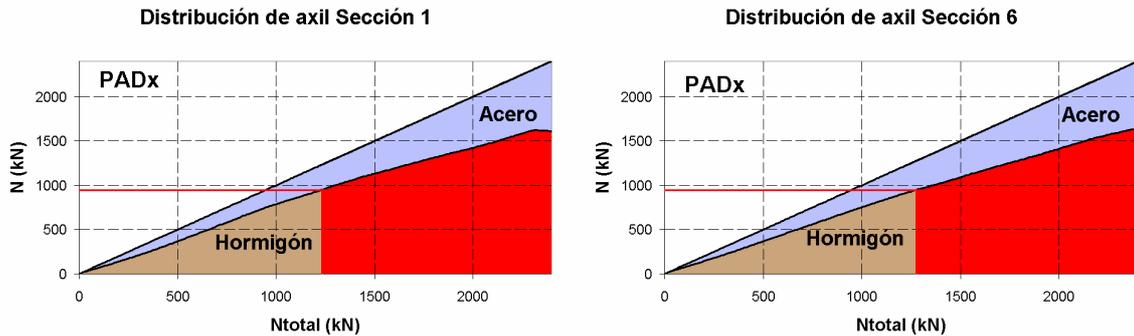


Fig. 151. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PADx.

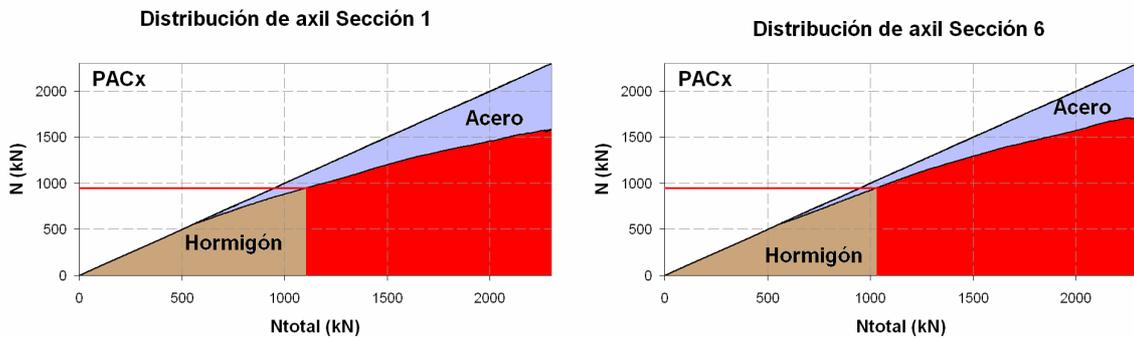


Fig. 152. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PACx.

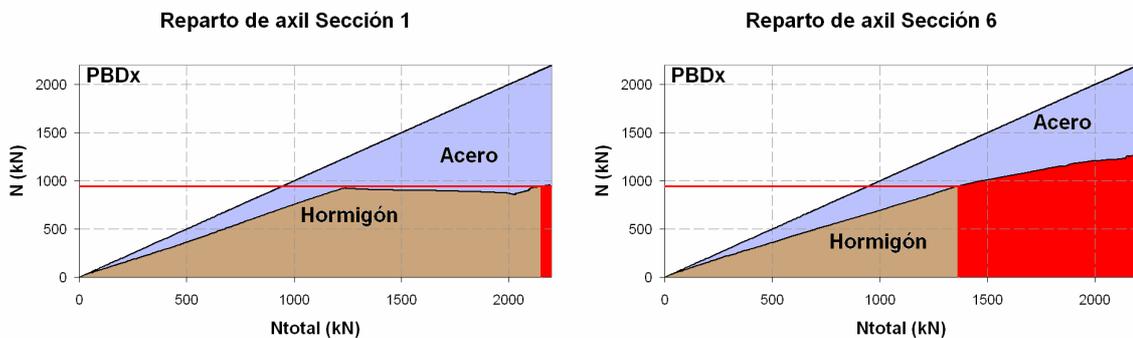


Fig. 153. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PBDx.

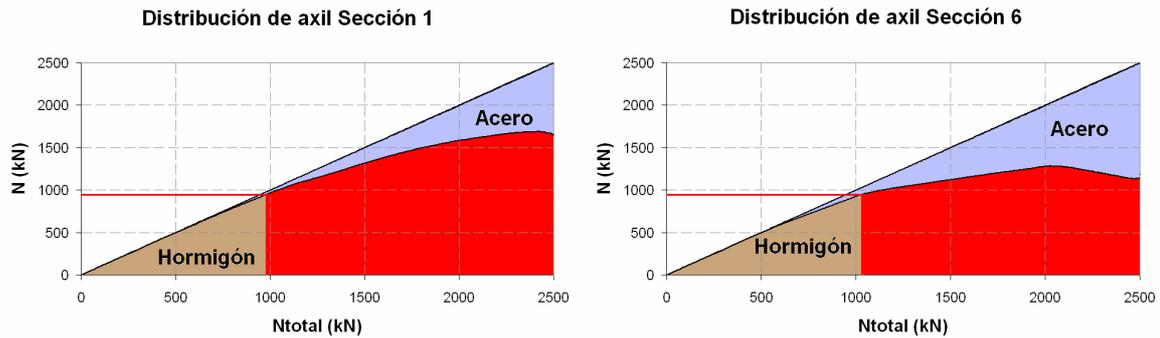


Fig. 154. Reparto de axil entre hormigón y acero en las secciones próximas a las cabezas del espécimen PBCy.

En los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y con capitel, el hormigón vuelve a soportar tensiones superiores a su tensión de rotura debido al efecto del confinamiento. La diferencia con respecto a los soportes de siete presillas sin capitel, es que el acero entra en carga por transmisión directa de esfuerzos a través del capitel, así que se mejora el reparto de cargas entre el hormigón y el acero.

Una vez elaborado el modelo numérico y tras su calibración se observó que este efecto de sobreconfinamiento del hormigón en los extremos del tramo de soporte por el efecto del confinamiento impuesto por las presillas también se presentaba (Adam et al., 2005) tal y como se aprecia en las siguientes figuras. Se ha representado únicamente la octava parte del tramo de pilar que es la modelizada numéricamente y los gráficos corresponden al estado de plastificación del hormigón en el momento de la rotura de pilares reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte y sin capitel (Probeta A) y a pilares reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte y con capitel (Probeta B).

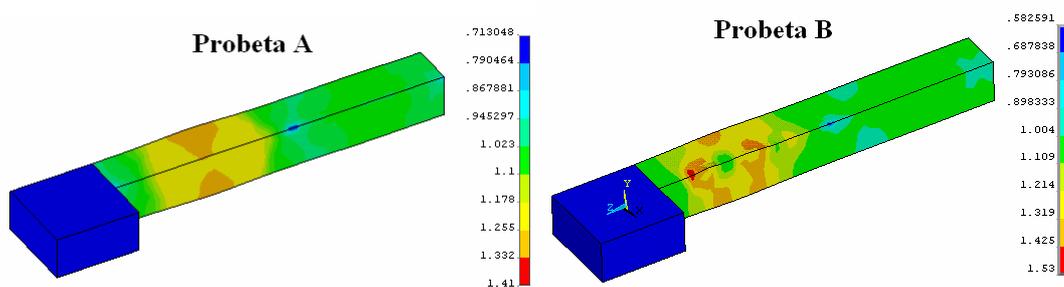


Fig. 155. Estado de plastificación del hormigón en el momento de la rotura

El efecto del confinamiento se detecta también a partir de las tensiones de tracción de las presillas originadas por la expansión transversal del hormigón. Este efecto se ha detectado a partir de los resultados de los ensayos experimentales al comparar las tensiones soportadas por cada una de las presillas que conforman el refuerzo, y también teóricamente a partir del modelo numérico.

En la figura 156, se han presentado el alargamiento en presillas de los especímenes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte. En trazo continuo se presenta el alargamiento medio soportado por las presillas 1 y 5 (el comportamiento del elemento es simétrico). Con trazo discontinuo se muestran el alargamiento medio soportado por las presillas 2 y 4. La presilla central (número 3) apenas muestra deformaciones.

La deformación, por tanto el alargamiento soportado por las presillas correspondientes a los soportes reforzados con cinco presillas y capitel, son menores en todos los casos. Esto es debido a que el capitel mejora la transmisión de cargas al acero de los angulares. Los especímenes ensayados con capitel fueron los BD y BC.

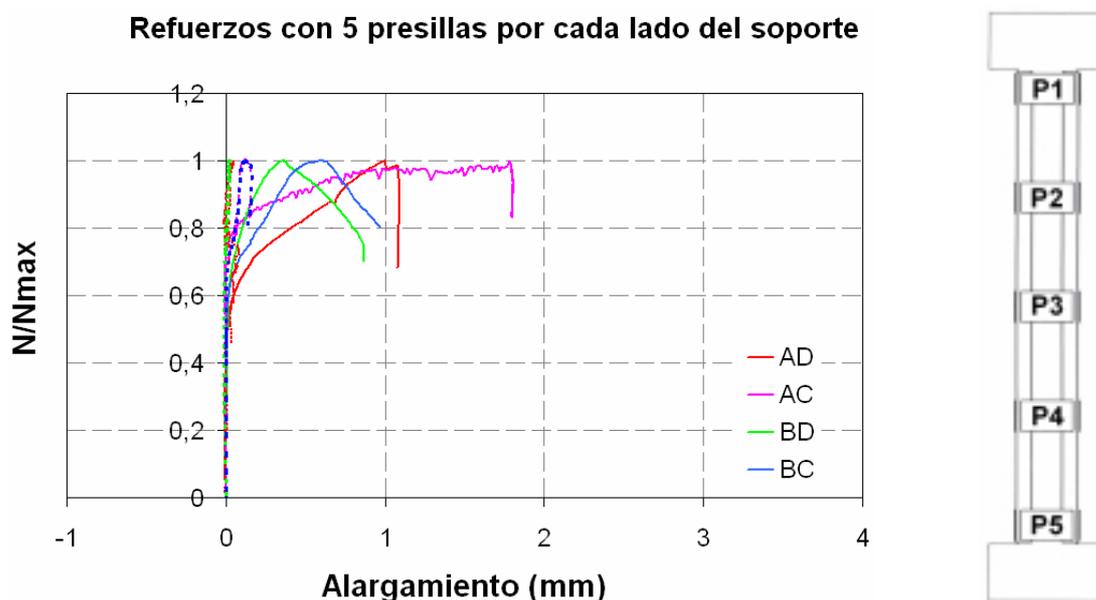


Fig. 156. Alargamiento en presillas en los soportes reforzados utilizando 5 presillas por cada cara del soporte. Resultados experimentales.

Estos mismos resultados pero expresados como tensiones en presillas, se han obtenido en el modelo teórico desarrollado tal y como se aprecia en la figura 157 que muestra que las tensiones de tracción son mayores en las presillas de los extremos, sobre todo en los últimos niveles de carga, y se van reduciendo a medida que nos acercamos a las presillas centrales (se recuerda que únicamente se representa un octavo de la probeta).

Este efecto es menor en el caso de la probeta B, donde la tracción de las presillas es prácticamente despreciable. Se detecta incluso, que a partir de cierto nivel de carga, la primera presilla de la probeta B presenta tensiones de compresión debido a la deformación de los capiteles.

En los especímenes reforzados en los que se colocó capitel para mejorar la transmisión de cargas de la cabeza al tramo del soporte, pero se eliminó la presilla bajo el capitel, aparece un efecto local de abolladura que provocará la plastificación del angular de la sección más

cercana a la cabeza. Esta plastificación se producirá para cargas aplicadas al soportes reforzado inferiores a las esperadas.

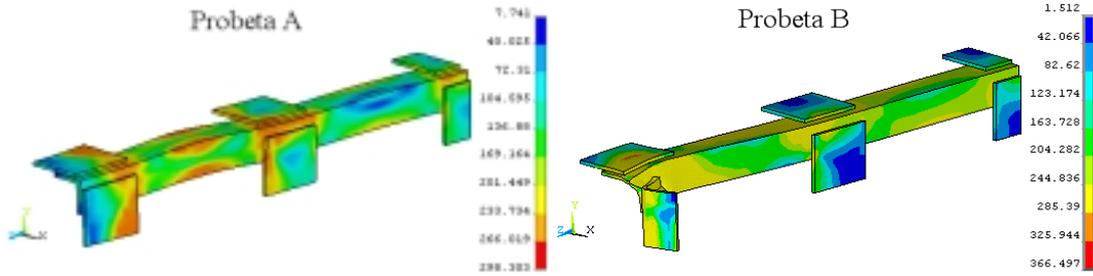


Fig 157. Deformada y estado de plastificación del acero del refuerzo en soportes con cinco presillas según la tensión de Von Mises (MPa). Resultados obtenidos a partir del modelo numérico de Adam et al. (2005).

En la figura 158, se han presentado el alargamiento en presillas de los especímenes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte. En trazo continuo se presenta el alargamiento medio soportado por las presillas 2 y 6 (el comportamiento del elemento es simétrico) que son las más traccionadas. Con trazo discontinuo se muestra el alargamiento medio soportado por las presillas 1 y 7, que soportan deformaciones similares a las anteriores. El alargamiento soportado por las presillas 3 y 5 se muestran con un trazo más fino, y se observa que los valores son mucho menores que las otras presillas. La deformación de la presilla central (número 4) no se han representado al ser despreciables.

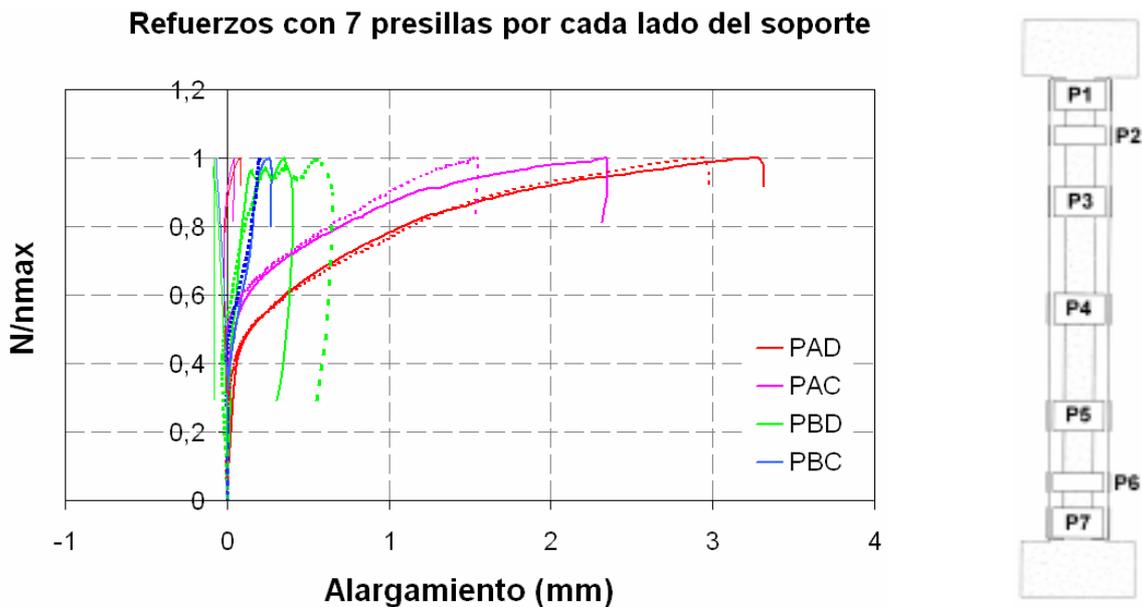


Fig. 158. Alargamiento en presillas en los soportes reforzados utilizando 7 presillas por cada cara del soporte. Resultados experimentales.

En el caso de soportes reforzados con siete presillas por cada cara del pilar la diferencia en cuanto a deformación en presillas de los especímenes con y sin capitel es mayor que en caso de soportes reforzados con cinco presillas.

Esto es debido a que los elementos reforzados con la disposición de 7 presillas por cada cara del soporte y con capitel, se comportan como si de una estructura mixta se tratara, deformándose conjuntamente y con un adecuado reparto de cargas entre el hormigón y el acero del refuerzo. Esto provoca que la deformación transversal del hormigón en los extremos del pilar sea menor, y por lo tanto las presillas que confinan al hormigón en esta zona estén menos traccionadas. Se recuerda que estos especímenes rompieron por la sección central del elemento ensayado.

En el modelo numérico desarrollado por Adam et al. (2005), los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte, alcanzaron valores de axil último superiores a los obtenidos experimentalmente. La figura 159 muestra el estado tensional de la jaula de acero para valores de carga a compresión de 2500 kN. En ella se observa estados tensionales diferentes en cada uno de los casos.

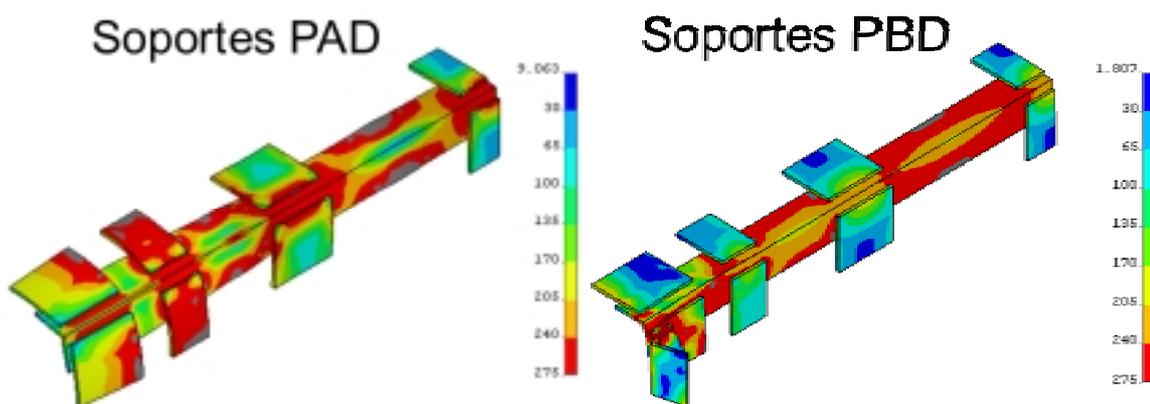


Fig 159. Deformada y estado de plastificación del acero del refuerzo en soportes con siete presillas sin capitel y con capitel según la tensión de Von Mises (MPa), para axiles totales de 2500 kN. Resultados obtenidos a partir del modelo numérico de Adam et al. (2005).

Tal y como se aprecia en la figura 158 y 159, las presillas de menor dimensión en los soportes que se han reforzado con 7 de estos elementos llegan a soportar tensiones superiores a su límite elástico. Esto quiere decir que el material plastifica y como se vera más adelante, esto provocará uno de los mecanismos de rotura observado durante los ensayos y al analizar los resultados.

Por otra parte en los soportes de 7 presillas con capitel, los elementos sometidos a mayores tensiones no son las presillas, sino los angulares.

- ***Aumento de la resistencia del conjunto por la contribución del acero del refuerzo.***

Resulta evidente, que al adherir a un soporte de hormigón armado que necesita ser reforzado, un elemento estructural de gran resistencia, el conjunto aumentará el axil máximo que es capaz de soportar el elemento de hormigón aisladamente.

Esta es la premisa básica con que se abordan los refuerzos de elementos estructurales sometidos a compresión, especialmente aquellos realizados con recrecidos de hormigón o con perfiles de acero.

Durante la realización de los ensayos se ha comprobado que los angulares situados en las esquinas de los pilares a reforzar están soportando cargas, su cuantía depende de cómo se haya realizado la transferencia de cargas del elemento original al refuerzo.

Los mecanismos de transferencia de cargas entre el hormigón y el acero se estudiarán en el siguiente apartado (5.2.2). A continuación se analizará la cantidad de carga soportada por el refuerzo metálico según su disposición.

Durante la ejecución de los ensayos en laboratorio, todos los especímenes estaban instrumentados, tal y como se ha explicado en el capítulo 3, y se dispusieron galgas extensométricas en todas las secciones de la jaula de acero con el objetivo de conocer cual era la fracción de carga soportada por este elemento para cualquier nivel de axil aplicado en el conjunto.

La recolección de estos datos ha dado lugar a los gráficos; “Reparto de axil entre el refuerzo y el hormigón en cada una de las secciones del pilar” y “Reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón a lo largo del soporte para distintos niveles de carga” mostrados para todos los especímenes en el capítulo anterior. A continuación se muestra el reparto de axil entre el acero y el hormigón para cada uno de los tipos de refuerzo ensayados al estar sometidos al 90 % de su axil máximo.

Las secciones en que se divide los soportes reforzados con cinco presillas, queda reflejado en la figura 160.



Figura 160. Secciones en soportes reforzados con 5 presillas.

Una de las diferencias que se observa al analizar las gráficas es que en todos los casos en los soportes en que se ejecutó el refuerzo tras la descarga del pilar de hormigón (especímenes D) los angulares metálicos soportan mayores axiles.

Esto también se observa en los soportes reforzados situando un capitel para mejorar la transmisión de cargas entre el soporte de hormigón y el refuerzo metálico. El capitel cumple su cometido y en estos elementos (especímenes B) los angulares metálicos soportan mayores axiles.

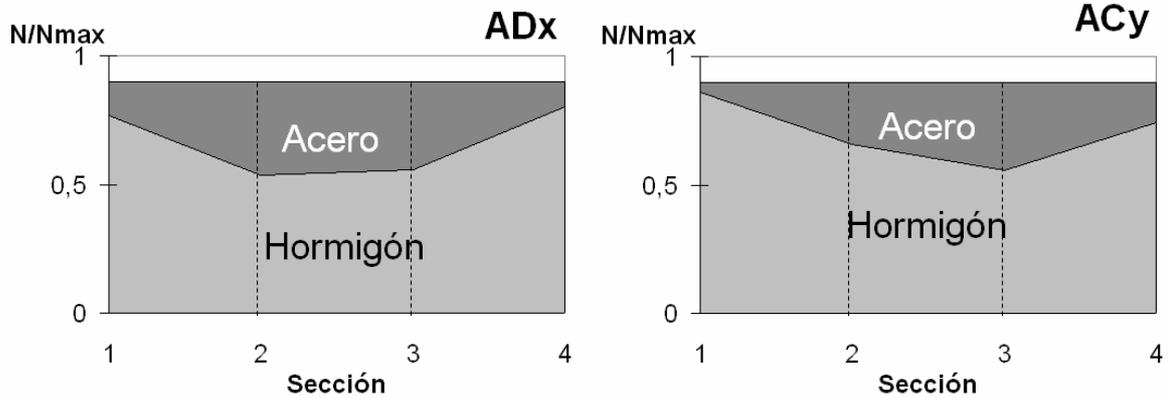


Fig 161. Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con cinco presillas y sin capitel al 90% de su axil máximo.

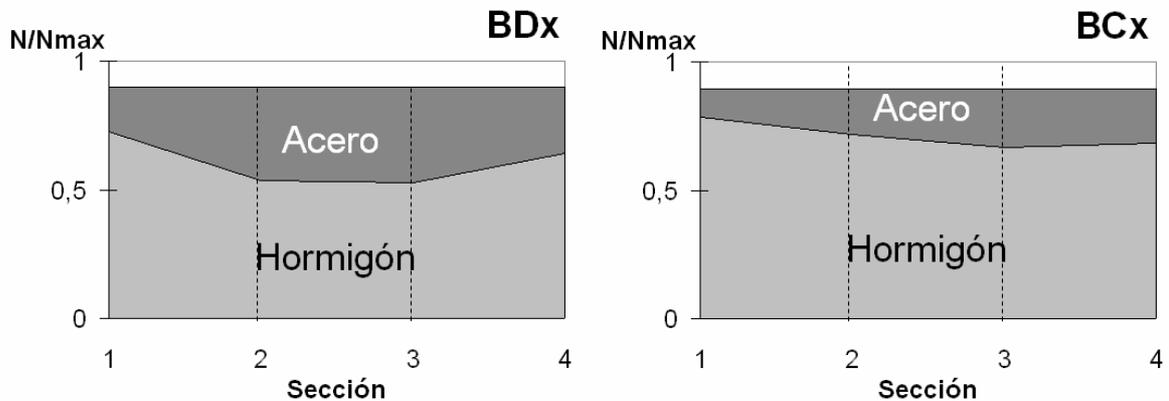


Fig 162. Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con cinco presillas y con capitel al 90% de su axil máximo.

A partir de las lecturas registradas por las galgas extensométricas situadas en los angulares de las distintas secciones que las presillas dividen al refuerzo, se puede conocer la tensión a que está sometido cada sección de angular.

En las siguientes figuras aparece en trazo continuo los resultados obtenidos para los especímenes x, y con trazo discontinuo los resultados obtenidos en los especímenes y.

Observando la figura 163 se ratifica una vez más que en los especímenes descargados previamente a la ejecución del refuerzo (AD), los angulares metálicos soportan mayor carga que los empresillados sin proceder a la descarga del soporte de hormigón original (AC).

En los soportes reforzados con cinco presillas sin capitel, los angulares situados en las secciones 2 y 3 están sometidos a una mayor tensión

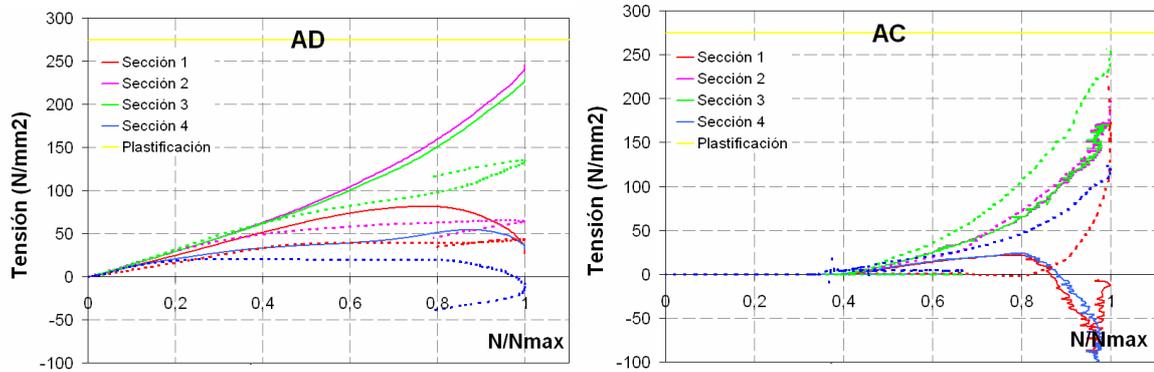


Fig 163. Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 5 presillas y sin capitel.

También se deduce que los resultados recogidos por las galgas extensométricas situadas en los angulares metálicos de la sección 4 del espécimen ADy, y secciones 1 y 4 del soporte ACx son anómalos. Esto puede ser producido por el doblado del angular en estas secciones debido al empuje del hormigón.

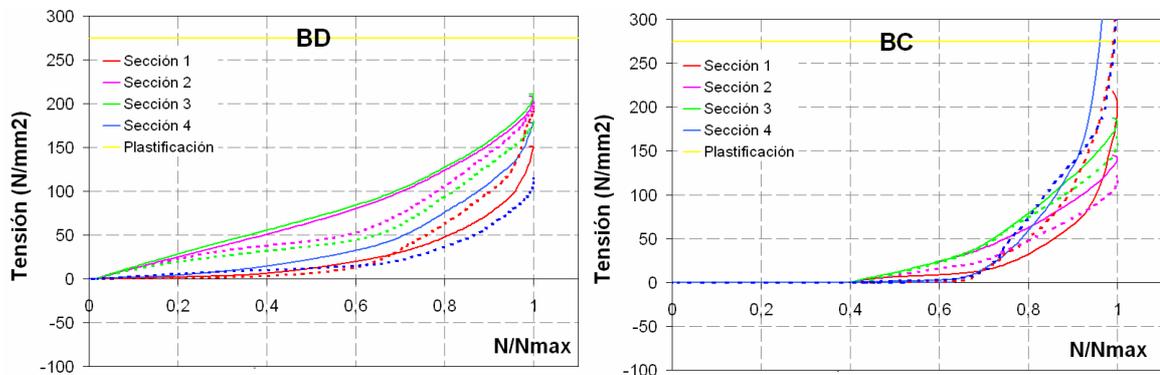


Fig 164. Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 5 presillas y con capitel.

En el caso de soportes reforzados con cinco presillas y capitel (fig. 164) la tensión soportada por los angulares es muy similar en el caso de ejecución del refuerzo tras la descarga del soporte (BD). Esto es debido a la entrada en carga de los angulares metálicos en el momento de cargar al elemento reforzado a causa del capitel.

En el caso de realizar el refuerzo sin descargar el soporte de hormigón (BC), los angulares más comprimidos son los situados en las secciones 1 y 4 alcanzando incluso deformaciones por encima de la de plastificación.

En el caso de soportes reforzados con siete presillas por cada cara del pilar, el aumento de la resistencia del conjunto por la contribución del acero del refuerzo es similar a los refuerzos con cinco presillas. La diferencia estriba en que la diferente configuración de las presillas implica que la entrada en carga del refuerzo se realiza de diferente manera.

Las secciones en que se divide los soportes reforzados con siete presillas, queda reflejado en la figura 165.



Fig 165. Secciones en soportes reforzados con 7 presillas.

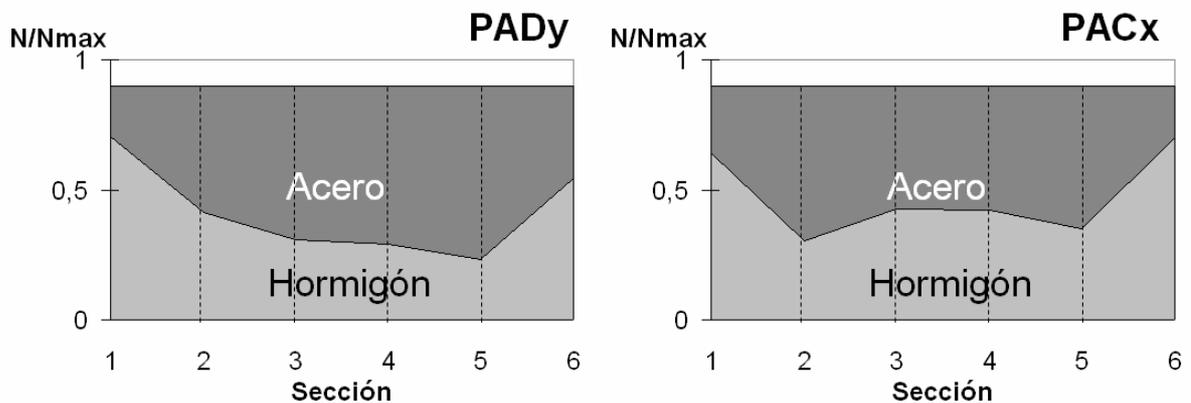


Fig 166. Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con siete presillas y sin capitel al 90% de su axil máximo.

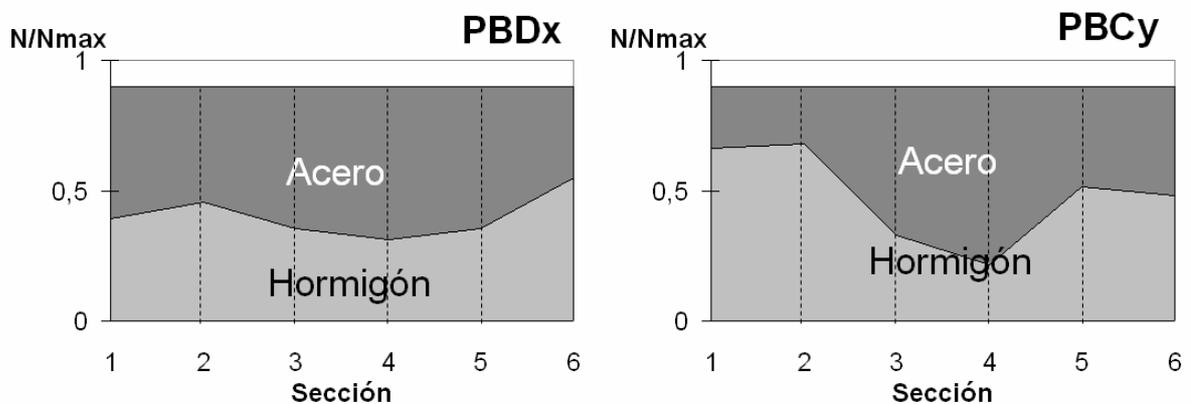


Fig 167. Reparto de axil entre hormigón y acero del refuerzo en soportes reforzados con siete presillas y con capitel al 90% de su axil máximo.

Como se aprecia en las figuras 166 y 167, en los soportes con capitel, el reparto de cargas entre acero y hormigón es más equitativo que en soportes sin capitel.

También existe una pequeña diferencia dependiendo del estado del pilar de hormigón en el momento de ejecutar el refuerzo (descargado D, o cargado C). Tal y como se aprecia en las figuras 166, 167, 168 y 169, la entrada en carga de los angulares se realiza para axiles inferiores en el caso de realizar el esfuerzo tras descargar el soporte original.

En estos casos (soportes PAD y PBD), para axiles correspondientes al 80% de la carga máxima, en las secciones centrales del refuerzo (sección 3 y 4) muestran tensiones correspondientes al límite elástico. Esto también se produce en las secciones 2 y 5, para valores de axil superiores al 80% de la carga máxima.

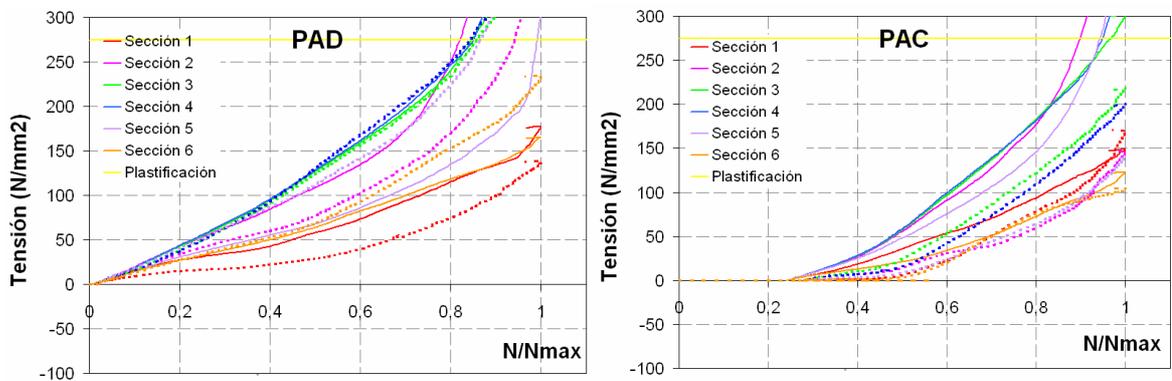


Fig 168. Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 7 presillas y sin capitel.

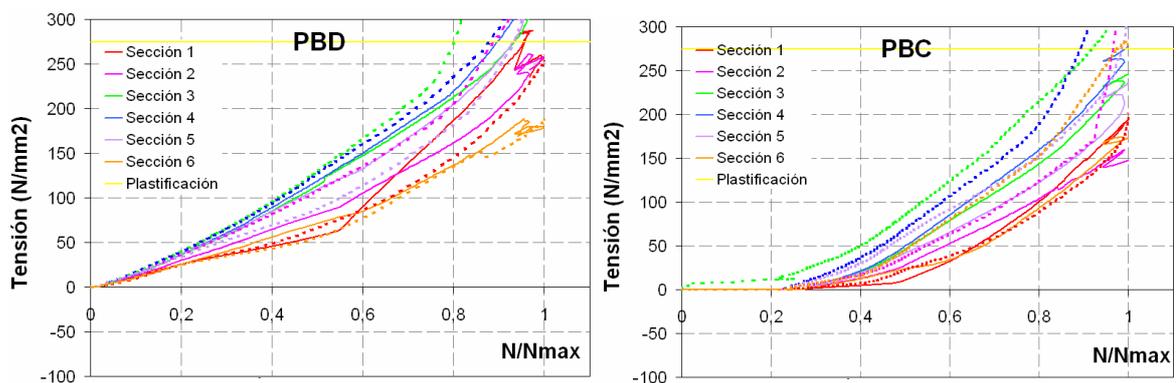


Fig 169. Tensión en angulares en las distintas secciones en que las presillas dividen al refuerzo. Soportes reforzados con 7 presillas y con capitel.

5.2.2 Mecanismos de transferencia de cargas del soporte reforzado.

- *Transferencia de cargas a través del rozamiento Hormigón-Acero.*

Este mecanismo de transferencia de cargas es el único que actúa en los soportes reforzados a los que no se ha colocado ningún elemento de unión entre el soporte y la cabeza del mismo (soportes tipo A)

Para descubrir el nivel de transferencia de cargas entre el hormigón y el acero del refuerzo es necesario conocer como se produce la deformación del conjunto para saber en cada sección del elemento como se está comportando.

Para obtener este dato han sido de gran utilidad las gráficas que muestran el deslizamiento relativo entre el hormigón y el acero en cada una de las secciones en que se divide el soporte, y que en todos los casos muestran un mayor deslizamiento en las secciones contiguas a las cabezas. En la siguiente figura se muestra a la izquierda el deslizamiento entre el hormigón y el acero en las secciones 1 y 4 (1 trazo continuo, 4 discontinuo) para los especímenes ensayados con cinco presillas sin capitel, y a la derecha en las secciones 2 y 3, siendo claramente en todos los casos mayor en las secciones 1 y 4.

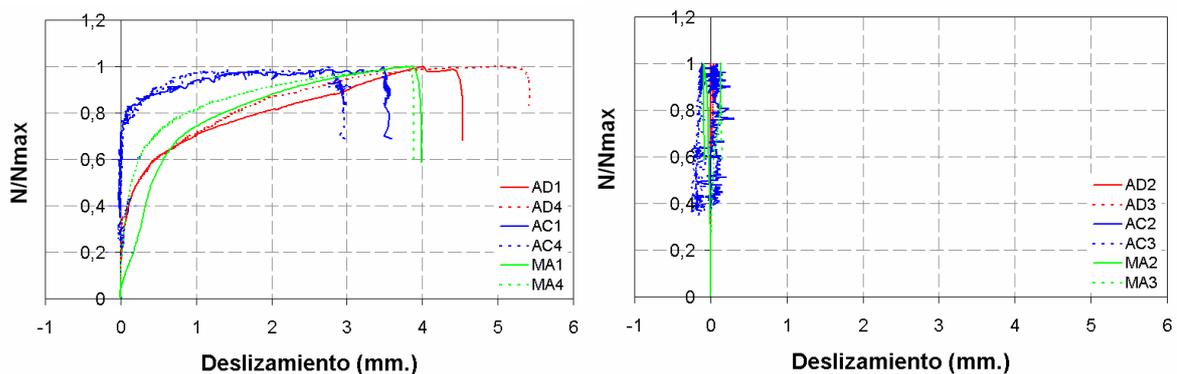


Fig. 170. Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de cinco presillas sin capitel.

Este mismo comportamiento se repite en los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y sin capitel.

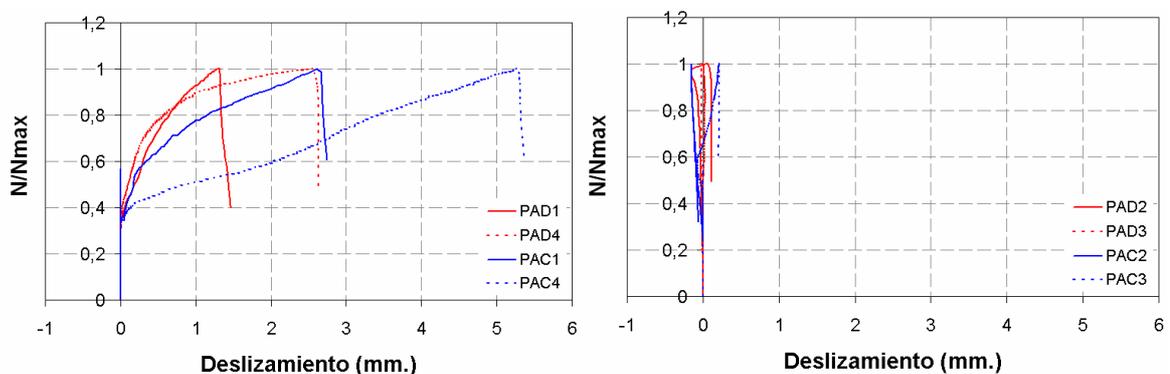


Fig. 171. Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de siete presillas sin capitel.

En el modelo teórico desarrollado por Adam (Adam et al. 2006), también se aprecia este fenómeno al llegar a axiles próximos al último. En la siguiente figura se aprecia a la izquierda el deslizamiento entre el hormigón y el acero en la zona de la presilla cercana al extremo del soporte, en refuerzos constituidos por perfiles metálicos y cinco presillas por cada lado del pilar y sin capitel (AD, AC). El dibujo de la derecha es similar para soportes reforzados con la misma configuración pero con siete presillas por cada cara del soporte (PAD, PAC).

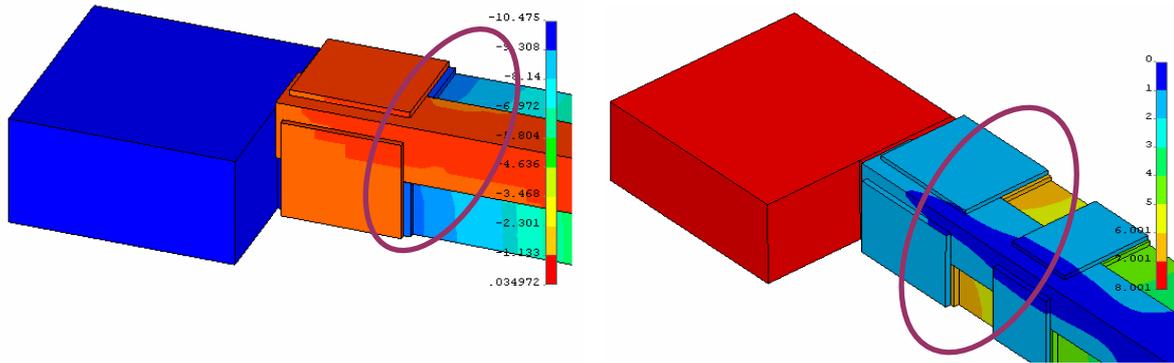


Fig. 172. Deslizamiento Hormigón-acero en las presillas cercanas a la cabeza en soportes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del soporte y sin capitel.

Con esto se puede deducir que los soportes sin capitel se pueden dividir en zonas tipo I y zonas tipo II. Las primeras (zona I) corresponderían a la longitud de transferencia de carga, el axil se transmite por rozamiento y el pilar reforzado incrementa su resistencia sobre todo, por el efecto del confinamiento.

En la parte central del soporte reforzado (zona II), apenas hay deslizamiento entre el acero y el hormigón. Esto quiere decir que el soporte reforzado se deforma de manera conjunta, es decir se está comportando como si de un elemento mixto se tratara.

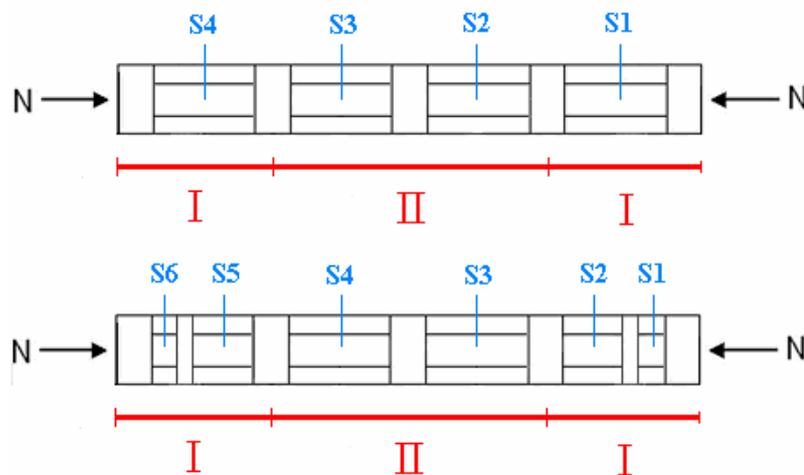


Fig. 173. Transferencia de cargas a través del rozamiento Hormigón-Acero en pilares reforzados con 5 y 7 presillas por cada lado del soporte.

Este comportamiento se ha verificado a la hora de estudiar el reparto de axil entre el acero y el hormigón, a partir de las lecturas registradas en las galgas extensométricas situadas en las distintas secciones en que las presillas dividen al soporte.

Sirva como ejemplo la figura siguiente en que se presenta el reparto de axil entre acero y hormigón en uno de los soportes con cinco presillas, sin capitel y utilizando mortero de cemento como adhesivo, ensayado en la segunda fase experimental. Para valores más próximos al axil de agotamiento del conjunto, los resultados obtenidos a partir de las medidas de las galgas, pueden inducir a error, ya que en muchos casos se produce la plastificación del angular (próximamente se comentarán los mecanismos de rotura del espécimen), registrándose grandes deformaciones en el acero.

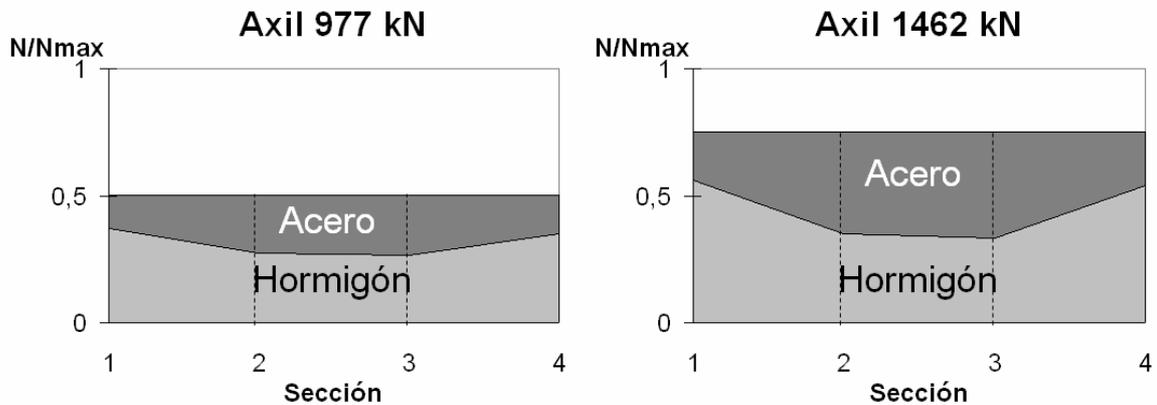


Fig. 174. Reparto de cargas del espécimen ADy de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto.

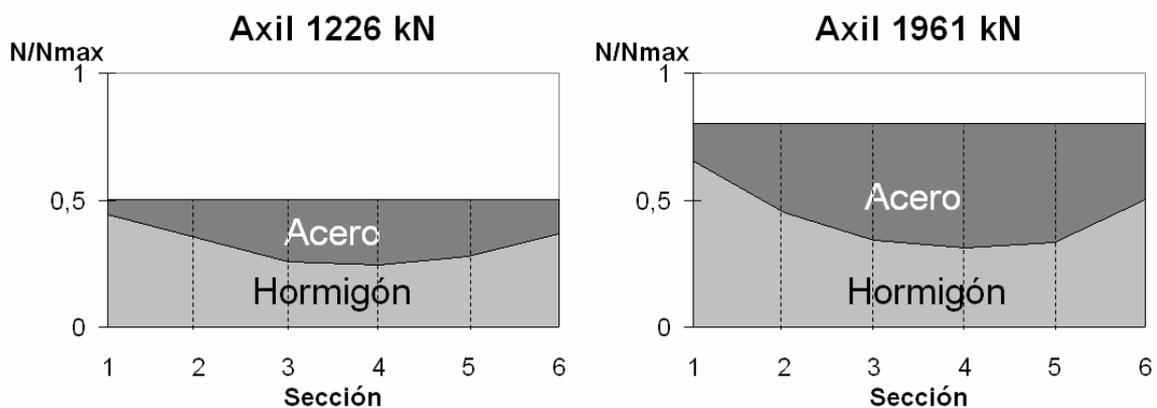


Fig. 175. Reparto de cargas del espécimen PADy de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto.

Con todo esto se puede afirmar que en la zona de transferencia de axil denominada I, el pilar de hormigón reforzado incrementa sobre todo su resistencia por efecto del confinamiento,

mientras que en la zona II ya se ha concluido la transmisión de cargas, el conjunto funciona como una sección mixta, y el aumento de resistencia del conjunto es debido a la contribución del acero del refuerzo.

- **Transferencia de cargas directa, a través del capitel.**

En la mitad de los elementos ensayados se colocó un capitel en los extremos del soporte reforzado con el objetivo de favorecer la transmisión directa de cargas entre el hormigón y el acero. Por lo tanto, teóricamente, en los pilares empesillados y con capitel (tipo B) el acero del refuerzo debía entrar en carga inmediatamente después del inicio del ensayo. Este efecto sería más acusado en el caso de descargar el pilar de hormigón antes de proceder al refuerzo del mismo.

Este efecto se superpone a la transmisión de axil por rozamiento, y provocará que en los soportes con capitel el reparto de axil entre acero y hormigón sea más uniforme a lo largo de toda su longitud.

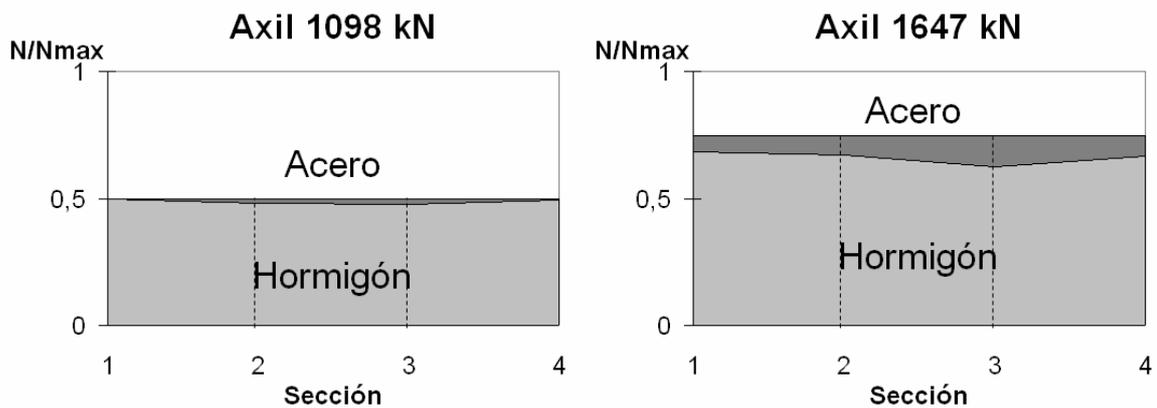


Fig. 176. Reparto de cargas del espécimen BCy de la primera fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto.

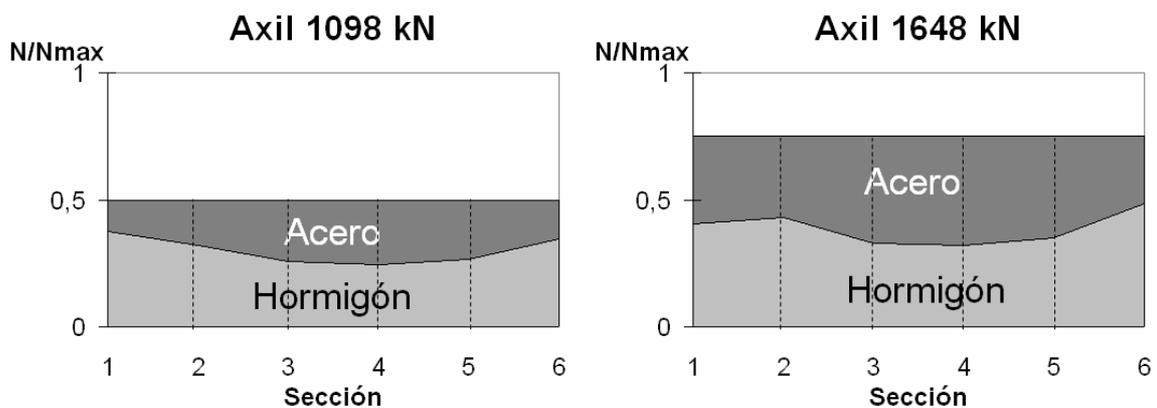


Fig. 177. Reparto de cargas del espécimen PBDx de la segunda fase de ensayos, para el 50% y 75% del axil de agotamiento del conjunto.

Por otra parte y debido al mejor reparto de cargas, el deslizamiento entre el acero y el hormigón en las secciones 1 y 4 del soporte será menor que en el caso de soportes sin capitel y el hormigón presentará tensiones de confinamiento menores al producirse la rotura. Este menor deslizamiento entre el hormigón y el acero queda reflejado en las figuras 178 y 179.

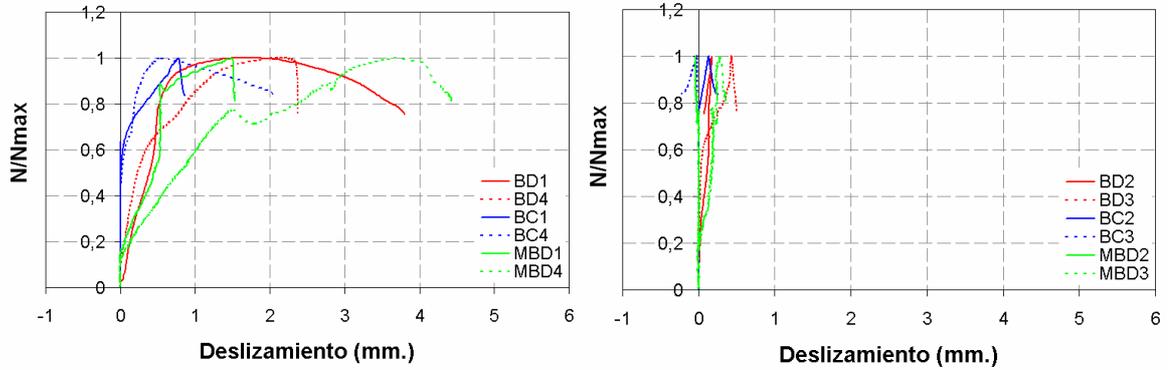


Fig. 178. Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de cinco presillas con capitel.

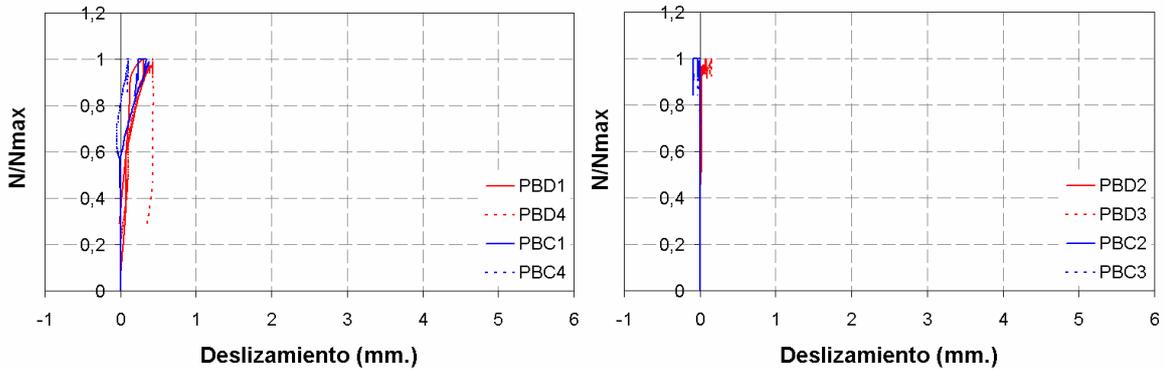


Fig. 179. Deslizamiento Hormigón-acero en soportes de siete presillas con capitel.

Como se aprecia en los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y con capitel, el deslizamiento entre acero y hormigón es despreciable. Este tipo de elementos ensayados se deforman conjuntamente comportándose como una sección mixta.

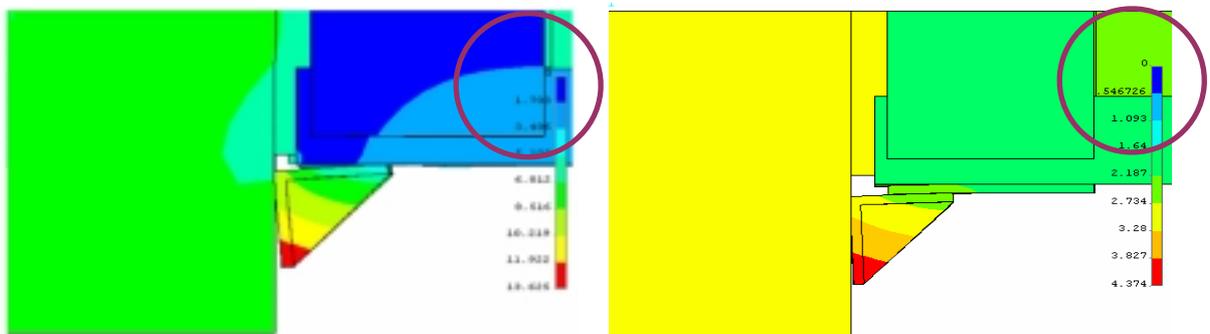


Fig. 180. Deslizamiento Hormigón-acero en las presillas cercanas a la cabeza en soportes reforzados con cinco y siete presillas por cada cara del soporte y con capitel.

Este comportamiento se verificó con los resultados obtenidos en el modelo teórico de Adám et. Al. (2006), como se aprecia en la anterior figura (Fig. 180).

5.3 Modos de rotura asociados a las distintas formas de funcionamiento del refuerzo.

Según todo lo visto en el presente capítulo, se podría decir que los soportes de hormigón armado reforzados con angulares metálicos empresillados trabajan de forma distinta según la proximidad a los extremos del pilar:

- En los tramos próximos a las cabezas se produce la transmisión de cargas del pilar original al acero del refuerzo.
- En los tramos centrales prácticamente desaparece el deslizamiento acero-hormigón y su comportamiento sería asimilable al de una estructura mixta.

A continuación revisamos como se produce la rotura de cada uno de los elementos ensayados.

5.3.1 Rotura del soporte reforzado por los extremos del tramo de pilar.

En los casos en los que no se ha tratado adecuadamente la transmisión de cargas en los extremos, la rotura tiene lugar en ellos. Cuando esto ocurre el soporte reforzado no se ha deformado de manera conjunta y por tanto la transferencia de cargas del hormigón al acero se realizará por dos mecanismos ya estudiados en el presente capítulo: transferencia de cargas a través del rozamiento de la zona de contacto Hormigón-Acero y transferencia de cargas por transmisión directa a través del capitel.

Esto, si no se trata adecuadamente, implica un menor rendimiento del soporte de hormigón y del acero del refuerzo, ya que la rotura se produce sin que agotemos la capacidad máxima teórica del pilar reforzado. Cuando esto se produce, los mecanismos de rotura son los siguientes:

- Plastificación de un tramo de angular por flexión compuesta
- Plastificación de una presilla

Acompañando a estos mecanismos el agotamiento del hormigón.

En los especímenes ensayados durante la fase experimental del presente trabajo de investigación este tipo de rotura se ha presentado en los especímenes de las tablas 24, 25 y 26.

Estado del soporte de hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Nombre del espécimen	
<i>Primera fase experimental</i>			
Descargado	Mortero de cemento	ADx	ADy
Manteniendo Carga	Mortero de cemento	ACx	ACy
<i>Segunda fase experimental</i>			
Descargado	Mortero de cemento	ADxbis	ADybis
Descargado	Mortero epoxídico	MADx	MADy

Tabla 24. Especímenes de 5 presillas sin capitel

En todos estos casos la rotura del espécimen en laboratorio ocurrió por la plastificación del angular, prácticamente por flexión, que constituye la jaula de acero en las proximidades de las cabezas de la probeta. Esta plastificación marcó el límite del confinamiento que el refuerzo era capaz de ejercer por lo que, cuando se produjo, tuvo lugar el agotamiento del hormigón.

La rotura en los extremos del tramo de pilar reforzado también se da en los soportes empresillados utilizando cinco presillas por cada cara del soporte y con capitel.

En este tipo de elementos reforzados el hormigón alcanza en rotura una carga similar a la que tienen sin confinar. Aparentemente el grado de confinamiento que ejerce este tipo de refuerzo es muy reducido ya que la plastificación de los angulares se produce principalmente por efecto del axil, dejando poco margen para resistir momentos. En los ensayos de este tipo de refuerzos se ha producido la rotura de los angulares por un efecto local de abollamiento de un ala ya que los capiteles no se han colocado sobre presillas. Este hecho ha impedido que alcanzaran su capacidad máxima.

Se ensayaron un total de 6 especímenes reforzados con angulares, cinco presillas metálicas por cada cara del soporte y con un capitel en la zona de unión del tramo de pilar con la cabeza (que simula el entronque del pilar con la viga en las estructuras reales) para mejorar la transmisión de cargas entre el hormigón del soporte original y el acero del refuerzo.

En aquellos ensayos en los que sí se colocó presilla bajo el capitel (MEBD) los angulares sí alcanzaron prácticamente su axil último.

Los elementos experimentados quedan recogidos en la siguiente tabla:

Estado del soporte de hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Nombre del espécimen	
<i>Primera fase experimental</i>			
Descargado	Mortero de cemento	BDx	BDy
Manteniendo Carga	Mortero de cemento	BCx	BCy
<i>Segunda fase experimental</i>			
Descargado	Mortero epoxídico	MBDx	MBDy

Tabla 25. Soportes de 5 presillas con capitel.

Una vez analizado los soportes de cinco presillas por cada cara del soporte, y comprobado que la rotura se producía siempre en las proximidades de las cabezas del elemento reforzado (entre las dos presillas más próximas a las cabezas), se tomó la decisión de rigidizar el refuerzo en la zona de rotura para así conseguir un axil último mayor y desplazar la rotura hacia la parte central del pilar, mejorando así su ductilidad.

Como se ha expuesto con anterioridad los elementos rigidizadores introducidos consisten en dos nuevas presillas por cada cara del soporte. Estos elementos tienen un ancho de 100 mm. y se disponen entre las presillas más cercanas a las cabezas del elemento.

Se rompieron un total de 4 especímenes con siete presillas por cada cara del soporte y sin capitel, en la segunda fase experimental, cuyas características se reflejan en la siguiente tabla.

Estado del soporte de hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Nombre del espécimen	
<i>Segunda fase experimental</i>			
Descargado	Mortero de cemento	PADx	PADy
Manteniendo Carga	Mortero de cemento	PACx	PACy

Tabla 26. Especímenes de 7 presillas sin capitel.

Por los datos recogidos experimentalmente, la rotura de los especímenes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y sin capitel, ocurrió en los extremos del soporte. Pero en este caso, al contrario que en los soportes reforzados con cinco presillas, parece que el mecanismo de rotura es la plastificación por tracción de la presilla que se introduce como

elemento rigidizador. En este caso, es la rotura de la presilla la que marca el límite del confinamiento que la jaula de acero es capaz de ejercer. Al alcanzarse este límite se produjo el agotamiento del pilar de hormigón.

5.3.2 Rotura del soporte reforzado por el centro del pilar.

En caso de que la transmisión de cargas en los extremos se lleve a cabo adecuadamente la rotura ocurrirá en el centro del tramo de pilar. Este tipo de rotura es el más deseable porque representa que se aprovecha la capacidad resistente tanto del soporte de hormigón como del enjaulado metálico que configura el refuerzo.

En este caso la transmisión directa de cargas a través del capitel, unida a un fuerte confinamiento del hormigón en los extremos consiguen una correcta transmisión de cargas que, permite agotar el límite teórico del pilar reforzado.

En los especímenes ensayados durante la fase experimental del presente trabajo de investigación este tipo de rotura se consiguió en soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte y con capitel. Se rompieron un total de 4 especímenes cuyas características aparecen reflejadas en la siguiente tabla.

Estado del soporte de hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Nombre del espécimen	
<i>Segunda fase experimental</i>			
Descargado	Mortero de cemento	PBDx	PBDy
Manteniendo Carga	Mortero de cemento	PBCx	PBCy

Tabla 27. Soportes de 7 presillas con capitel.

En el siguiente capítulo se abordarán diferentes métodos para obtener el axil último teórico de estos especímenes y su comparación con los resultados experimentales.

6 Discusiones Finales y Propuesta de un método simplificado de cálculo de refuerzos.

6.1 Introducción.

En este punto de la tesis se tratará de conjugar toda la experiencia ganada a lo largo del trabajo de investigación, tratando de dar respuesta a los interrogantes surgidos al iniciar el estudio.

El análisis de los resultados obtenidos durante la etapa experimental ha permitido conocer el modo de comportamiento de los soportes reforzados.

Este análisis nos permite plantear un método simplificado para el diseño y cálculo de este tipo de refuerzos.

6.2 Método simplificado de cálculo de refuerzos.

En el momento de abordar el cálculo de un refuerzo se deberá diseñar una determinada configuración del mismo y analizar los axiles últimos que soportará el elemento reforzado atendiendo a los distintos modos de rotura que se pueden presentar y que han sido señalados en el capítulo anterior.

Recordemos que en general se puede decir que la rotura del soporte reforzado puede tener lugar:

- Por el centro del tramo de soporte
- Por los extremos del tramo de soporte.

En cada uno de los dos casos podemos contemplar diferentes mecanismos de rotura del elemento y, por tanto, son varios los estados límite a considerar.

En el centro del tramo de pilar el elemento reforzado se comporta como una sección mixta, y su capacidad última puede calcularse como tal.

Cuando la rotura tiene lugar en los extremos del soporte la rotura es debida a la combinación de los siguientes efectos:

1. Plastificación de alguno de los elementos que forman la jaula de acero, a saber:
 - a. Rotura por tracción de alguna de las presillas.
 - b. Rotura por flexión compuesta de los angulares.
 - En soportes sin capitel el axil es muy reducido

- En soportes con capitel el axil será elevado y el momento será relativamente menor.
2. Agotamiento a compresión del pilar de hormigón. El límite del pilar depende a su vez del grado de confinamiento que ejerza la jaula de acero. Así, para determinar en qué momento se agota el pilar de hormigón es preciso conocer:
 - a. Cuanta carga axil es transferida a los angulares (descargando, consecuentemente, el pilar de hormigón)
 - b. Cual es el límite de la presión de confinamiento que el conjunto presillas-angulares es capaz de ejercer (según el efecto expuesto anteriormente).

A continuación se presentarán los métodos de cálculo elaborados y se comprobará su validez al comparar los resultados obtenidos con los datos registrados durante la fase experimental.

En la parte central del elemento reforzado. Este se deforma conjuntamente como si de una estructura mixta se tratara. En los extremos del elemento, sin embargo, será preciso introducir un análisis en el que introduzcamos las mismas deformaciones a partir del momento del refuerzo al pilar de hormigón y al acero del refuerzo. Este último estará sometido, además de al axil, a un momento debido a la presión de expansión lateral del hormigón.

Por ello en los casos en que se utilice un capitel para mejorar la transmisión de cargas al acero, se proponen los siguientes métodos simplificados para determinar el axil máximo que puede soportar.

6.2.1 Comportamiento como estructura mixta. Método de cálculo propuesto.

Ya se ha comentado que en el centro del soporte reforzado, fuera de la zona de transmisión, el conjunto se deforma simultáneamente y por tanto se comporta como sección mixta.

Al tratarse de un elemento que trabaja como una estructura mixta, para obtener el máximo axil que puede llegar a soportar el pilar reforzado, basta con calcular la resistencia plástica a compresión de la sección.

Este valor N_u , se obtiene sumando las resistencias de los materiales que componen la sección mixta,

$$N_u = \frac{A_{s2} \cdot f_y}{\gamma_{s2}} + \frac{A_a \cdot f_c}{\gamma_c} + \frac{A_{s1} \cdot f_y}{\gamma_{s1}} \quad [6.1]$$

A_{s2}, A_a, A_{s1} áreas de acero estructural, hormigón y armaduras, respectivamente

f_y, f_c, f_y resistencias características respectivas (para los aceros se puede tomar su límite

elástico)

$\gamma_{s1}, \gamma_c, \gamma_{s2}$ coeficientes parciales de seguridad para Estados Límites Últimos.

Para realizar la comparación con los ensayos de laboratorio, se prescinde de los coeficientes de seguridad y se obtiene un axil teórico de:

$$N_u = A_{s2} \cdot f_y + A_a \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y \quad [6.2]$$

Se recuerda que para que se de este tipo de rotura es imprescindible que el soporte reforzado se comporte como un único elemento, deformándose conjuntamente. El empresillado debe estar calculado de acuerdo con los criterios habituales de estructura metálica de forma que no aparezcan fenómenos de pandeo de los angulares que provoquen efectos de segundo orden.

6.2.2 Rotura próxima a los extremos en el caso de soportes reforzados sin capitel.

Tras analizar las roturas comentadas en los capítulos anteriores se observa que existen dos mecanismos diferentes que provocan el agotamiento de la jaula de acero y por lo tanto del conjunto: la plastificación de los angulares, o la plastificación de las presillas. A continuación se establecen dos métodos de cálculo simplificados suponiendo estos mecanismos de rotura.

En ambos casos y al no existir capitel en la configuración del refuerzo, la transmisión de cargas entre acero y hormigón se realiza en la zona de las presillas.

En los métodos de cálculo propuestos no se ha tenido en cuenta el efecto de descargar la estructura previamente a la realización del refuerzo, ya que para los niveles de carga para los que se ha realizado la precarga en el estudio experimental, no aparecen diferencias significativas.

- ***Rotura por plastificación de un angular. Método de cálculo propuesto.***

En caso de que la rotura del elemento reforzado se produzca al plastificar los angulares de una de las secciones del soporte reforzado, habrá que calcular el axil total que provoca una carga sobre los angulares de acero que causa su plastificación.

Este axil total, será la suma del axil soportado por los angulares de acero y por el soporte de hormigón original:

$$N_o = N_u = N_{ut} + N_{co} \quad [6.3]$$

El axil en el acero, N_{ut} , será el transmitido a través de la interfaz hormigón-acero en caso de que el soporte no tenga capitel. Se presenta a continuación un método para determinar el axil transmitido, con las siguientes hipótesis:

- Toda la transmisión de cargas entre el acero y el hormigón se realiza a través de las presillas.
- No se produce transferencia de cargas en la zona entre presilla y presilla.

Para evaluar el axil transmitido en la zona I (extremos del soporte), y suponiendo que la mayor transferencia de cargas entre el soporte de hormigón original y el acero del refuerzo, se realiza a través de las presillas metálicas que confinan el hormigón, se puede plantear el equilibrio de fuerzas en la rebanada diferencial del pilar de hormigón, obteniéndose:

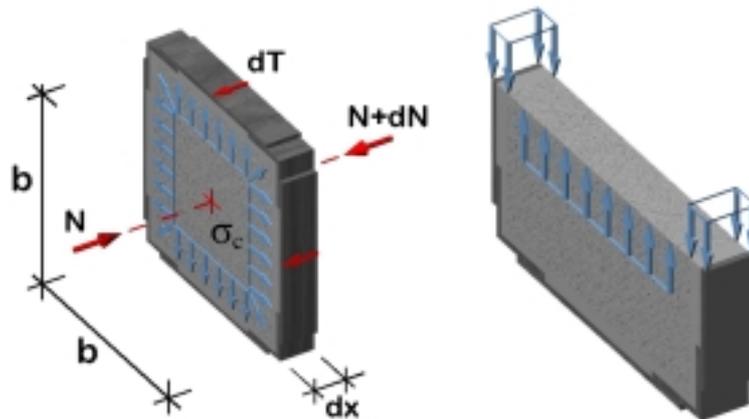


Fig.181. Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial del pilar de hormigón reforzado.

$$N - (N + \partial N) = \partial T$$

$$\partial T = \mu \cdot \sigma_c \cdot \partial x \cdot 4b$$

Siendo μ el coeficiente de rozamiento acero-mortero y σ_c la tensión de confinamiento del hormigón.

$$-\partial N = \mu \cdot 4b \cdot \sigma_c \cdot \partial x$$

Las deformaciones que presentaran el hormigón y el acero serán,

En el hormigón,

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_c} - \frac{\sigma_x}{E_c} \nu_c - \frac{\sigma_y}{E_c} \nu_c$$

Siendo E_c y ν_c los módulos elástico y de Poisson del hormigón respectivamente.

$$\sigma_z = \sigma_y = -\sigma_c$$

$$\sigma_x = \frac{N}{-b^2}, \text{ con lo que se puede decir, } \varepsilon_z = \frac{\sigma_c}{E_c}(\nu_c - 1) + \frac{N}{b^2} \frac{\nu_c}{E_c}$$

En el acero,

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_c \cdot \partial x \cdot b}{2 \cdot e_a \cdot \partial x \cdot E_a} = \frac{b \cdot \sigma_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a}$$

Siendo E_a el módulo elástico del acero y e_a el espesor de la presilla de acero.

Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre el pilar de hormigón y el acero del refuerzo en las presillas, se obtendrá,

$$-\frac{\sigma_c}{E_c} \cdot (1 - \nu_c) + \frac{N}{b^2} \cdot \frac{\nu_c}{E_c} = \frac{\sigma_c \cdot b}{2 \cdot e_a \cdot E_a}$$

$$\sigma_c \left[\frac{1 - \nu_c}{E_c} + \frac{b}{2 \cdot e_a \cdot E_a} \right] = \frac{N}{b^2} \cdot \frac{\nu_c}{E_c}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot e_a \cdot E_a \cdot \nu_c \cdot N}{b^2 \cdot ((1 - \nu_c) \cdot 2 \cdot e_a \cdot E_a + b \cdot E_c)} \quad \sigma_c = \frac{\nu_c}{1 - \nu_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a}} \cdot \frac{N}{b^2}$$

Volviendo al equilibrio en una rebanada diferencial del pilar de hormigón

$$-\partial N = \mu \cdot 4b \cdot \sigma_c \cdot \partial x$$

luego,

$$-\partial N = \frac{\mu \cdot 4b \cdot \nu_c}{b^2 \left(1 - \nu_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a} \right)} \cdot N \cdot \partial x = k_1 \cdot N \cdot \partial x$$

integrando,

$$\frac{-\partial N}{N} = k_1 \cdot \partial x \quad \rightarrow \quad -\int_0^x \frac{\partial N}{N} = k_1 \int_0^x \partial x$$

$$-\left[\ln N\right]_{x=0}^x = k_1 \cdot x; \quad -\left[\ln N(x) - \ln N_0\right] = k_1 \cdot x$$

de lo que se obtiene:
$$N(x) = N_0 \cdot e^{-k_1 x} \quad [6.4]$$

siendo
$$k_1 = \frac{\mu \cdot 4 \cdot v_c}{b \cdot \left[1 - v_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a}\right]}$$

El valor máximo de x, será la anchura de la presilla que se denomina s según el siguiente esquema. Con la anterior formulación se podrá conocer la transferencia de cargas al hormigón a lo largo de la presilla.

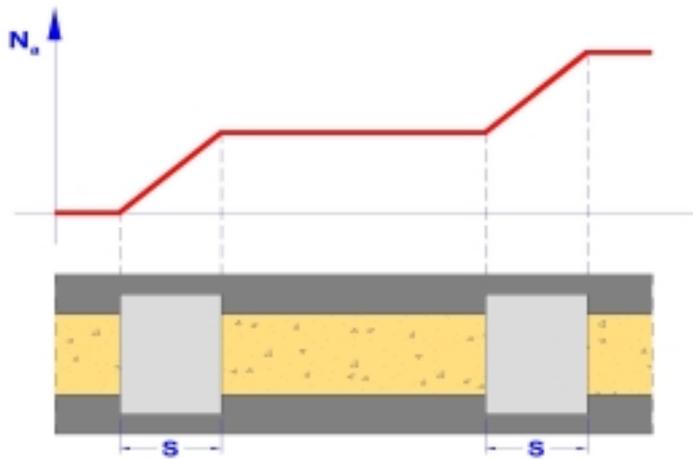


Fig. 182. Transmisión de cargas a lo largo de la presilla.

Si realizamos las siguientes simplificaciones se podrá obtener el incremento de axil en la zona del soporte reforzado entre presilla y presilla debido al confinamiento del hormigón:

- Toda la transmisión de cargas entre el acero y el hormigón se realiza a través de las presillas.
- El reparto de cargas en la zona entre presilla y presilla se mantiene uniforme. El incremento de axil en esta zona es debido únicamente al efecto del confinamiento.

Según lo anterior el axil que soportará el hormigón al finalizar la primera presilla (N_{c1}) será:

$$N_{c1} = N_0 \cdot e^{-ks}$$

y si llamamos N_0 al axil proporcionado por la prensa, tendremos que el axil soportado por los angulares de acero (N_{a1}) contiguos a la primera presilla será:

$$N_{a1} = N_0 - N_{c1} = N_0 \cdot (1 - e^{-ks})$$

En el momento que se produce la rotura del elemento reforzado, y como se ha visto en capítulos anteriores, el hormigón está soportando tensiones superiores a su axil máximo, debido al efecto de confinamiento que la jaula de acero ejerce sobre él. Por lo que:

$$N_{ct} = N_{co} + N_{conf} \quad [6.5]$$

$$N_{ct} = A_c \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y + N_{conf} \quad [6.6]$$

$$N_{ct} = b \cdot h \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y + k \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_{sl} \cdot \sigma_c \cdot A_c \quad [6.7]$$

La tensión de confinamiento en el hormigón, σ_c , será a su vez la que actúe sobre el angular metálico provocando la plastificación del mismo, según la siguiente figura:

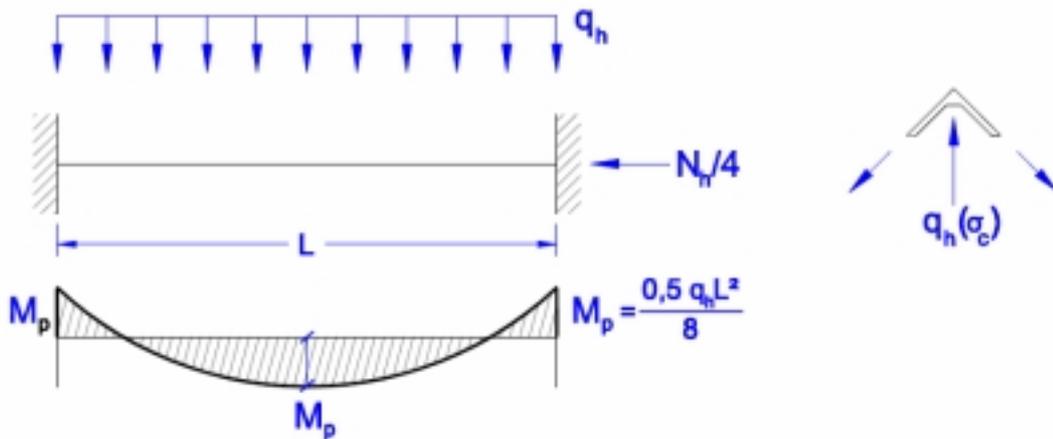


Figura 183. Relación entre q_h , σ_c y M_p

Por lo que conocido el momento plástico correspondiente al axil soportado por cada angular, se obtiene la carga repartida a lo largo del angular y que es la que confina al hormigón entre presilla y presilla.

Conocido M_p , $q_h = \frac{8 \times 2}{l^2} \times M_p$, en el sentido del confinamiento $\sigma_c = 2 \cdot q_h \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{1}{b}$

Y así quedaría evaluado el axil último.

Los únicos valores que quedarían por definir serían k_g , k_s y k_{sl} , constantes en las que se integrarían factores a tener en cuenta como la separación entre presillas, el área efectivamente confinada, o la esbeltez del elemento (capítulo 2, apartado 2.3.3.)

En el caso que nos ocupa se va a considerar $k_g=1$, ya que la separación entre presillas se considera al obtener q_h (1, es la separación entre presillas), y k_{sl} igualmente igual a 1 ya que no se puede considerar el elemento entre presilla y presilla como esbelto.

Para conocer la validez de la enunciación así como los valores del coeficiente de forma k_s y la cohesión (μ) que mejor se adaptan a dicha formulación se presenta en el apartado 6.3.2 la comparación con los resultados obtenidos experimentalmente.

- ***Rotura por plastificación de la presilla. Método de cálculo propuesto.***

En caso de que la rotura del elemento reforzado se produzca por la plastificación de alguna de las presillas, habrá que calcular el axil total que provoca una carga sobre las presillas de acero que causa su plastificación.

Este cálculo es muy sencillo, ya que se conoce la tensión de plastificación del acero que conforma las presillas y que es de 275 N/mm².

Por lo tanto, el axil que provoca la plastificación de la presilla será:

$$N = f_s \cdot A_{s2}$$

Y la tensión de confinamiento que ejerce el acero sobre el hormigón en ese instante será:

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot N}{A_{str}}$$

Tal y como se ha visto en el apartado anterior el axil soportado por la sección de hormigón será el debido al que soporta como sección resistente incrementado en una cuantía notable debido al efecto del confinamiento de la jaula sobre el pilar de hormigón:

$$N_{ct} = N_{co} + N_{conf} \quad [6.5]$$

$$N_{ct} = A_c \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y + N_{conf} \quad [6.6]$$

$$N_{ct} = b \cdot h \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y + k \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_{sl} \cdot \sigma_c \cdot A_c \quad [6.7]$$

Una vez conocido el axil soportado por la sección de hormigón en el momento de la plastificación de la presilla, y utilizando la fórmula que nos permite conocer la cantidad de axil transmitido a través de la presilla al acero y al hormigón, será inmediata la obtención del axil último capaz de soportar el conjunto.

$$N_{hl} = N_0 \cdot e^{-ks}$$

Este axil total, será la suma del axil soportado por los angulares de acero y por el soporte de hormigón original:

$$N_o = N_{ct} = N_{ut} + N_{ct} \quad [6.3]$$

6.2.3. Rotura próxima a los extremos en el caso de soportes con capitel.

Si el soporte reforzado no rompe por la zona central es por la aparición de incompatibilidad de deformaciones entre el hormigón del pilar original y el acero del refuerzo.

En estos casos y debido a la presencia del capitel, la jaula de acero que configura el refuerzo entra directamente en carga al existir transmisión directa de axil. Puede suponerse que la transmisión por rasante es despreciable.

Por ello, para obtener el axil último, bastará con sumar las curvas carga acortamiento del soporte de hormigón y de la jaula de acero hasta que se produzca la plastificación de este último. Estas curvas se ven alteradas por la interacción entre los dos materiales. En efecto, se deberá tener en cuenta que el hormigón está confinado y, a su vez, que el acero soporta además del axil, la presión de confinamiento del hormigón.

Para cada espécimen ensayado se ha dibujado la curva del hormigón confinado teniendo en cuenta que la jaula de acero confina al hormigón hasta la plastificación del angular o hasta la plastificación de la presilla.

La curva carga-acortamiento del hormigón sin confinar se ha obtenido a partir del diagrama tensión-deformación para compresión axil que aparece en el Código Modelo (1990) y que se aproxima mediante la expresión:

$$\sigma_h = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{cl}} \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{cl}} - 2\right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}}} \cdot f_{cm} \quad \text{para } |\epsilon_c| < |\epsilon_{c,lim}|$$

donde:

E_{ci} = módulo tangente

σ_h = tensión de compresión (MPa)

ϵ_c = deformación unitaria de compresión

$\epsilon_{cl} = -0,0022$

$E_{c1} = f_c/0,0022 =$ módulo secante desde el origen a la tensión máxima de compresión f_c .

La rama descendente del diagrama tensión-deformación obtenida mediante la ecuación anterior, es válida únicamente para valores $|\sigma_h|/f_c \geq 0,5$.

La deformación unitaria $\epsilon_{c,lim}$ correspondiente a $\sigma_h = -0,5 f_c$ se puede calcular mediante la siguiente ecuación;

$$\frac{\epsilon_{c,lim}}{\epsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Por ello la rama descendente del diagrama carga-acortamiento del soporte de hormigón, termina para valores de $\epsilon_{c,lim}$ de -0,0089, -0,0064 y -0,0057 según el hormigón sea de 8, 12 o 15 MPa.

Para tener en cuenta el efecto de confinamiento que ejerce la jaula que compone el refuerzo sobre el hormigón se ha tenido en cuenta la formulación que también aparece en el Código Modelo, determinándose la tensión media de confinamiento que actúa lateralmente sobre el hormigón con la expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{co}} = \frac{1}{2} \cdot \omega_w$$

En la que ω_w denota la cuantía mecánica volumétrica de acero que produce el confinamiento.

La relación entre la resistencia a compresión triaxial f_{cc}^* y la resistencia del hormigón no confinado f_{co} , puede adoptarse como:

$$f_{cc} = f_{co} \cdot (1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_w) \text{ para } \sigma_c/f_{co} > 0,05$$

Dónde $\alpha = 0,3*0,85$ para el caso que nos ocupa según el Código Modelo.

Por otra parte para poder dibujar la curva carga-acortamiento de la jaula de acero formada por cuatro angulares L80-8, en la sección en que se produce la rotura el procedimiento seguido ha sido el siguiente:

A partir de las deformaciones (ϵ_a) del acero, se calculaba su acortamiento y la tensión soportada con:

$$\text{Acortamiento} = \epsilon_a * s_t, \quad \text{siendo } s_t \text{ la distancia entre presilla y presilla.}$$

$$\text{Tensión} = \sigma_a = E_a * \epsilon_a, \quad \text{siendo } E_a \text{ el módulo de elasticidad del acero.}$$

A partir de la tensión es inmediato obtener la carga que soporta la jaula de acero hasta el momento de su plastificación;

$$\text{Carga} = \sigma_a * 4 * A_{ang}, \quad \text{siendo } A_{ang} \text{ el área del angular}$$

La plastificación del angular tendrá lugar por un efecto combinado del axil suministrado por la carga aplicada y el empuje que ejerce el hormigón al expandirse lateralmente.

6.3 Comparación de resultados teóricos y experimentales.

En el siguiente apartado se comprobará la validez de los métodos de cálculo propuestos, para el caso concreto de los especímenes ensayados en laboratorio.

6.3.1 Soportes reforzados sin capitel.

Los especímenes ensayados sin capitel fueron los que aparecen en la siguiente tabla:

Estado del soporte de hormigón	f_{cm} del hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Número de presillas por lado	Nombre del espécimen	
<i>Primera fase experimental</i>					
Descargado	15 MPa	Mortero de cemento	5	ADx	ADy
Manteniendo Carga	12 MPa	Mortero de cemento	5	ACx	ACy
<i>Segunda fase experimental</i>					
Descargado	8 MPa	Mortero de cemento	5	ADx	ADy
Descargado	8 MPa	Mortero epoxídico	5	MADx	MADy
Descargado	8 MPa	Mortero de cemento	7	PADx	PADy
Manteniendo Carga	8 MPa	Mortero de cemento	7	PACx	PACy

Tabla. 28. Probetas ensayadas sin capitel.

Para cada uno de ellos calcularemos el axil último para los distintos modos de fallo estudiados en el apartado 6.2.

En primer lugar se obtendrá el axil último en cada uno de los especímenes ensayados suponiendo que el fallo del elemento reforzado se produce por plastificación del angular en las secciones más próximas a las cabezas del pilar.

Para ello partiremos del máximo axil teórico que podría soportar el conjunto como sección mixta y que en el caso del espécimen ADx de la primera fase es de 2884 kN.

A partir de este valor y aplicando $N_{c\max} = N * e^{-kl}$ se podrá conocer el reparto de axil entre el acero del refuerzo y el hormigón suponiendo que la transferencia a tenido lugar a lo largo de la primera presilla siendo:

$$N = 2884 \text{ kN}$$

$$l = \text{anchura de la presilla} = 160 \text{ mm.}$$

$$y \quad k = \frac{\mu \cdot 4b \cdot v_c}{b^2 \left(1 - v_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a} \right)} = 0,0001767 \quad \text{para el caso que nos ocupa considerando un}$$

coeficiente de rozamiento de 0,2, un coeficiente de Poisson del hormigón de 0,2, una resistencia del hormigón de 15 MPa, un módulo de Young de 210000 MPa y un espesor de la presilla de 8 mm.

Con todo esto se obtiene que el axil soportado por el hormigón en la sección 1 y 4 es de 2800 kN y el de la jaula de acero de 83,4 kN.

$$\text{Esto quiere decir que cada angular metálico soporta } N_{\text{angular}} = \frac{83,4}{4} = 20,85 \text{ kN}$$

El momento plástico correspondiente a dicho axil es de 7,539 m*kN

$$\text{Por lo que, } qh = \frac{8 * 2}{s^2} * M_p = 700,392 \text{ kN/m, siendo } s \text{ la distancia entre presillas.}$$

$$\sigma_c = \frac{qh\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{2}{0,3} = 3301,682 \text{ kN/m}^2$$

A partir de este valor ya se puede conocer el axil que soporta el hormigón debido al confinamiento que la jaula ejerce sobre él, $N_{\text{conf}} = k * k_g * k_s * k_{sl} * \sigma_c * A_c$

Tal y como se ha visto en el apartado 6.2.2 el axil soportado por la sección del elemento reforzado será el debido al que soporta como sección resistente el hormigón y el acero de la jaula, incrementado en una cuantía notable debido al efecto del confinamiento de la jaula sobre el pilar de hormigón:

$$N_{total} = N_{jaula} + N_{ct} = N_{jaula} + N_{co} + N_{conf}$$

$$N_{total} = A_{ang} \cdot f_{s2} + A_c \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_{s1} + N_{conf}$$

$$N_{total} = A_{ang} \cdot f_{s2} + b \cdot h \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_{s1} + k \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_{sl} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot h$$

Así quedaría evaluado el axil último a falta de definir los valores k , k_g , k_s y k_{sl} .

En este caso concreto se considera $k_g=1$, ya que la separación entre presillas se considera al obtener q_h (s es la separación entre presillas), y k_{sl} igualmente igual a 1 ya que no se puede considerar el elemento entre presilla y presilla como esbelto.

Para conocer la validez de la enunciación así como los valores del coeficiente de forma k_s y el coeficiente de rozamiento (μ) que mejor se adapta a dicha formulación es necesario realizar la operación anterior para varios valores de k y μ .

El Código modelo aconseja tomar como valor de la cohesión entre el acero y el hormigón $\mu=0,6$, en el presente estudio se han obtenido valores para $\mu=0,6$, $\mu=0,3$ y $\mu=0,2$. Del mismo modo, en los siguientes gráficos se muestra la variación entre el N_{exp} y el N_{teo} en función de los distintos valores de k que aparecen en la bibliografía (ver capítulo 2) siendo $k=3$ (es con el que se consiguen mejores aproximaciones en modelos de elementos finitos), $k=3,5$ y k igual a 4,1 que es el más utilizado.

En las primeras aproximaciones no se ha tenido en cuenta la constante k_s , que hace referencia al área de hormigón realmente confinada y que sería 1 en caso de trabajar con soportes cilíndricos.

En la gráfica de la izquierda se pueden observar los valores obtenidos para los distintos soportes ensayados con cinco presillas y sin capitel. ADx (1) hace referencia a los soportes ensayados en la primera fase de ensayos, mientras que ADx (2) a los soportes idénticos pero ensayados en la segunda fase (con una menor resistencia del hormigón). No aparecen datos de ADy(1), al romper estos especímenes por las cabezas, mucho antes de llegar al agotamiento del hormigón en el tramo de pilar.

En la gráfica de la derecha se han obtenido las líneas de tendencia para cada valor de k con resultados satisfactorios. Únicamente en caso de considerar $k=4,1$ se estará del lado de la inseguridad, pero cabe recordar que todavía no se ha tenido en cuenta el factor del área realmente confinada.

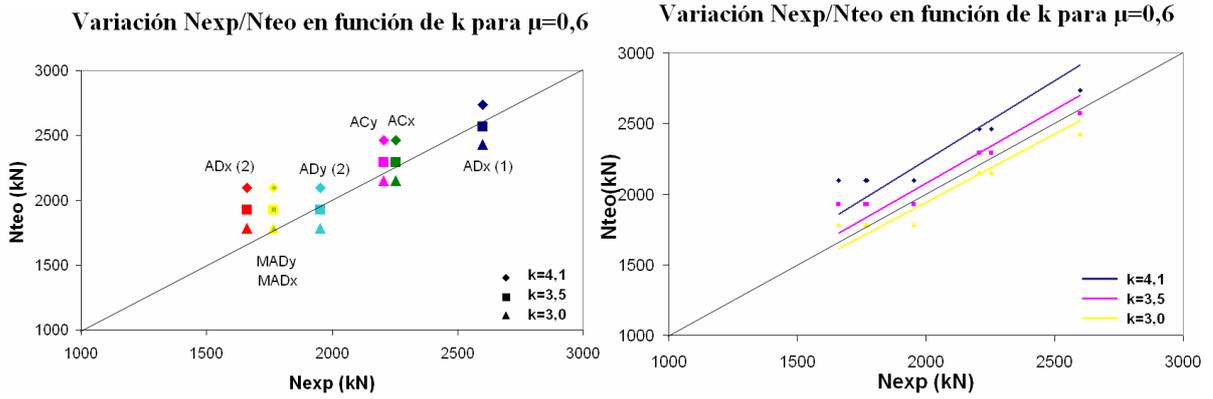


Figura 184. Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$

Obtenemos los mismos valores para $\mu=0,3$, para analizar la sensibilidad del modelo a cambios en los valores del coeficiente de cohesión entre el acero del refuerzo y el hormigón:

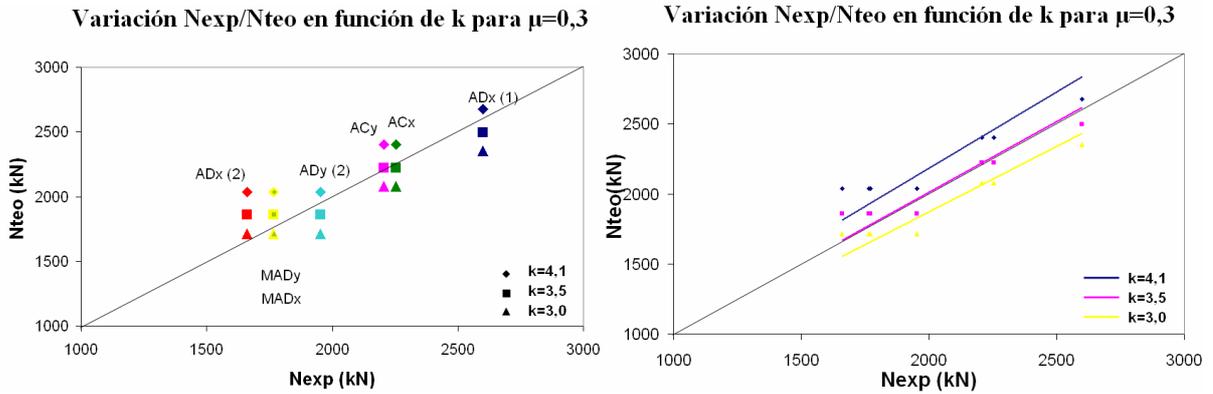


Figura 185. Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,3$

para $\mu=0,2$

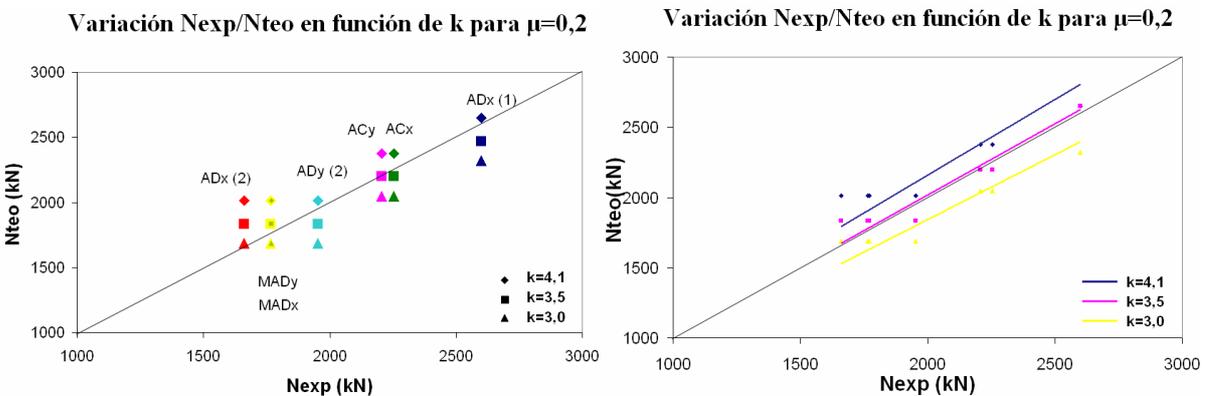


Figura 186. Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,2$

Es el momento de introducir el factor del área efectiva confinada ya que las gráficas anteriores sólo serían válidas para el caso de soportes de sección circular.

Según lo visto en el capítulo 2, apartado 2.3.3, en términos de sección completa, se puede definir la presión de confinamiento efectiva (σ'_l) como función de la forma de la sección mediante un coeficiente que se denominará factor de forma (k_s).

$$\sigma'_l = k_s \cdot \sigma_l$$

Este coeficiente ha sido cuantificado para el caso particular de soportes de sección cuadrada obteniéndose valores entre 0.33 y 0.50 (Calavera 1999, Regalado 1999).

Sin embargo y tras el análisis de los resultados obtenidos durante la fase experimental se descarta el valor de $k_s=0,33$ por ser demasiado conservador. Se va a analizar la formulación presentada para valores de $k=4,1$, coeficiente de rozamiento entre acero del angular y hormigón $\mu=0,6$ y coeficientes de forma k_s , igual a 0,4; 0,5 y 0,8 que sería el valor menos conservador.

Se obtienen los siguientes resultados:

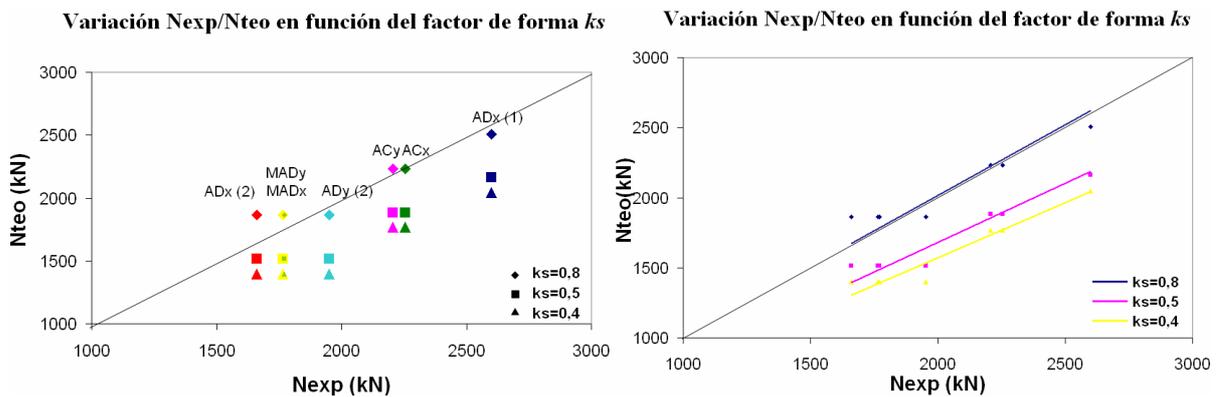


Figura 187. Relación entre N_{exp} y N_{teo} en función del factor de forma.

Se deduce a partir de la comparación de los resultados teóricos con los experimentales, que al considerar el factor de forma del área de hormigón realmente confinada, se obtienen valores muy buenos para $k_s=0,8$. Los valores recomendados en la bibliografía existente hasta la fecha se puede considerar como conservadores.

En caso que la rotura del elemento se produzca por la plastificación de la presilla, el modo de proceder es similar, variando únicamente el modo de obtener la tensión soportada por el hormigón debido al confinamiento, en el momento en que plastifica la presilla y que será:

$$N = 275 * 160 * 8 = 352000 \text{ N}$$

$$\sigma_c = \frac{2 * N}{300 * 575} = 4,08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Como σ_c en este caso es superior a la σ_c por plastificación de los angulares, en este caso no es el mecanismo crítico, por lo que no es necesario desarrollar el cálculo.

En el caso de soportes reforzados empleando 7 presillas por cada lado del soporte, y por la experiencia adquirida en laboratorio, la causa de la rotura del elemento reforzado será la plastificación de la presilla de menor dimensión, situada entre las dos presillas más cercanas a las cabezas del elemento. Para comprobar que teóricamente esto también es así se calculará la relación entre N_{exp} y N_{teo} , en caso de suponer un coeficiente de rozamiento entre acero y hormigón de 0,6 en ambos casos.

Plastificación del angular:

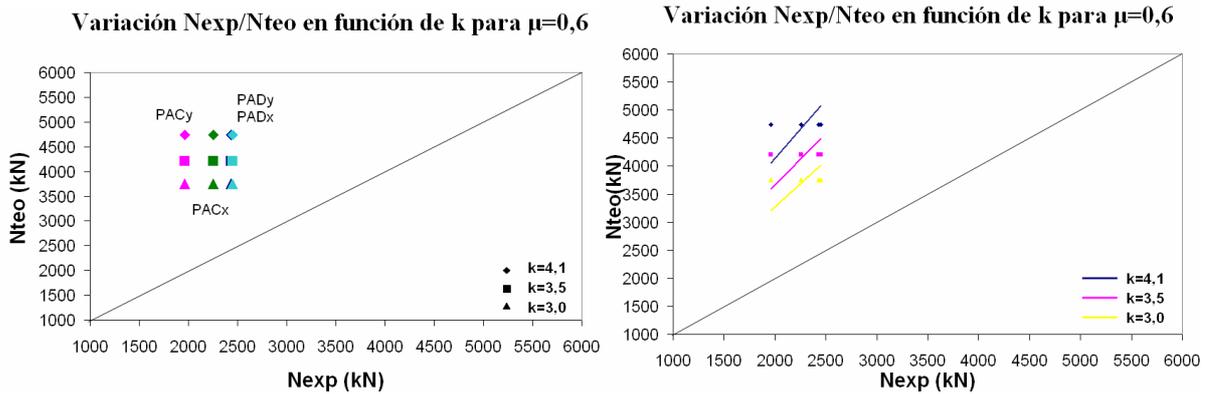


Figura 188. Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$

Plastificación de la presilla.

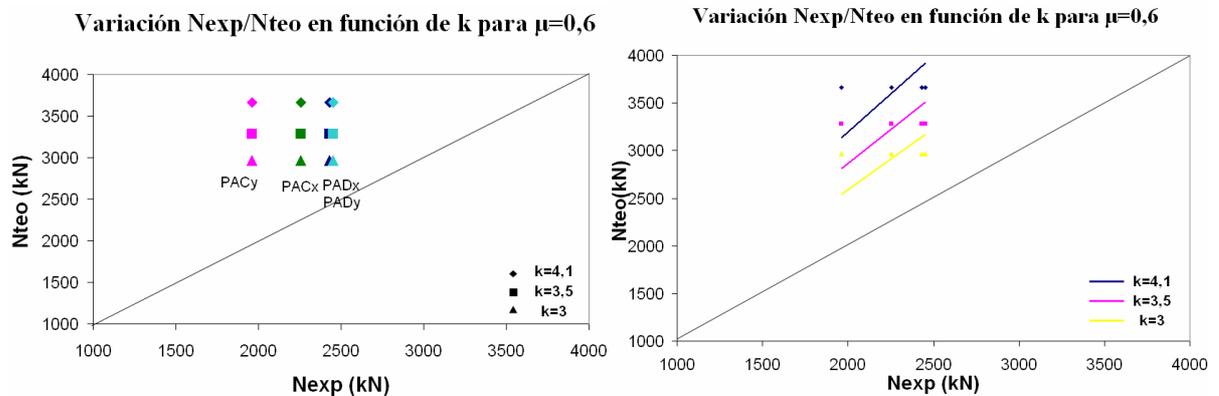


Figura 189. Relación entre N_{exp} y N_{teo} para distintos valores de k y $\mu=0,6$

Los valores de axil último teórico obtenidos para el caso de plastificación de la presilla en este tipo de soportes es menor, por lo que se completará el análisis teniendo en cuenta los factores k_g , separación entre presillas y k_s factor de forma. El factor k_{sl} será igual a 1 ya que no se puede considerar el elemento entre presilla y presilla como esbelto.

Para el cálculo del coeficiente k_g , se utiliza la formula que ya apareció en el capítulo 2, propuesta por Regalado en 1999:

$$k_g = \left[1 - \frac{s_t}{2 \cdot a} \right]^2$$

siendo

a: Lado menor del pilar

s_t : Separación entre presillas

y cuando se cumpla que:

$$s_t \leq \frac{a}{5}$$

$$s_t \leq 10 \text{ cm.}$$

Y que en nuestro caso concreto será:

$$k_g = \left[1 - \frac{226}{2 \cdot 300} \right]^2 = 0,39$$

Fijaremos este valor y al igual que en el caso de soportes reforzados con cinco presillas por cada lado del pilar, $k=4,1$ y coeficiente de rozamiento $\mu=0,6$, y variaremos el coeficiente k_s en 0,8, 0,5 y 0,4, obteniéndose los siguientes valores:

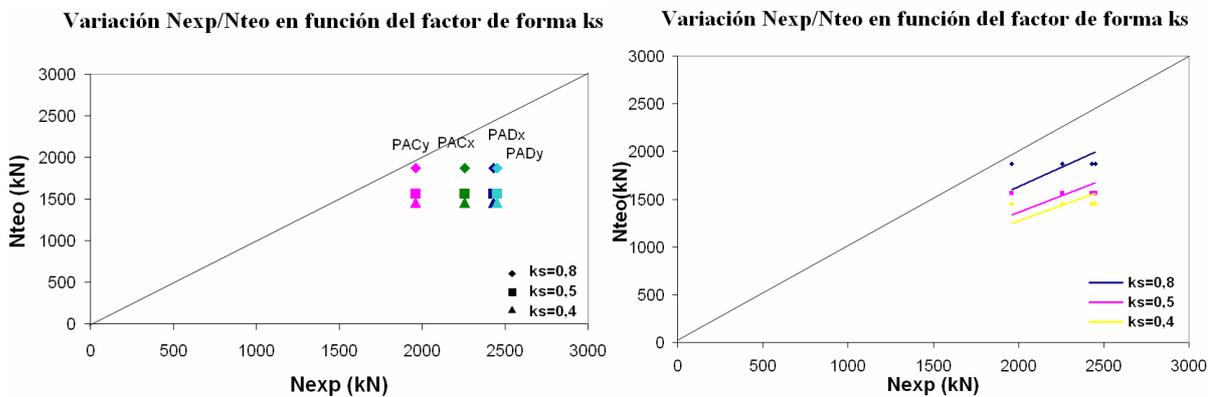


Figura 190. Relación entre N_{exp} y N_{teo} en función del factor de forma.

Al igual que ocurría en los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte dónde el mecanismo de rotura se iniciaba al plastificar el angular, se deduce a partir de la comparación de los resultados teóricos con los experimentales, que al considerar el factor de forma del área de hormigón realmente confinada, se obtienen valores muy buenos para $k_s=0,8$. Los valores recomendados en la bibliografía existente hasta la fecha se podría considerar como conservadores.

En la siguiente tabla aparecen los valores numéricos de axil último calculado en todos los casos estudiados de soportes reforzados sin capitel. En todos los casos se ha utilizado un coeficiente de valor de forma $ks = 0,8$, un valor de $k=4,1$ y un coeficiente de rozamiento $\mu=0,6$.

Los valores de axil último en los soportes reforzados con cinco presillas corresponden a rotura por plastificación del angular, y en el caso de pilares reforzados con siete presillas a rotura por plastificación de la presilla de menor dimensión.

	Valores teóricos			Valores experimentales	
	Sección mixta	Plastificación angular	Plastificación presilla	Axil último	$\frac{N_{exp}}{N_{teo}} * 100$
ADx (1)	2884 kN	2507 kN	2856	2600 kN	104
ACx	2614 kN	2231 kN	2586	2255 kN	101
ACy				2207 kN	99
ADx (2)	2254 kN	1863 kN	2226	1660 kN	89
ADy (2)				1952 kN	104
MADx	2254 kN	1863 kN	2226	1765 kN	95
MADy				1770 kN	95
PADx	2254 kN	2206 kN	1869 kN	2432 kN	130
PADy				2451 kN	131
PACx	2254 kN	2206 kN	1869 kN	2256 kN	121
PACy				1961 kN	105

Tabla 29. Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados sin capitel.

Una vez analizados los resultados experimentales obtenidos y verificado el modo de comportamiento con el modelo numérico se puede afirmar que:

- El método empleado para determinar el axil en que se producirá la rotura de los soportes reforzados sin capitel es muy efectivo, obtenido valores del cociente $\frac{N_{exp}}{N_{teo}} * 100$ que oscilan entre 89 y 130.
- Este cociente, al que podríamos llamar bondad del ajuste, tiene valores máximos para los especímenes PAD y PAC, en los que en todos los casos ensayados supera el 100%. Esto indica que el método utilizado es válido y además está del lado de la seguridad.

6.3.2 Soportes reforzados con capitel.

Los especímenes ensayados con capitel fueron los que aparecen en la siguiente tabla:

Estado del soporte de hormigón	f_{cm} del hormigón	Tipo de adhesivo entre acero y hormigón	Número de presillas por lado	Nombre del espécimen	
<i>Primera fase experimental</i>					
Descargado	12 MPa	Mortero de cemento	5	BDx	BDy
Manteniendo Carga	15 MPa	Mortero de cemento	5	BCx	BCy
<i>Segunda fase experimental</i>					
Descargado	8 MPa	Mortero epoxídico	5	MBDx	MBDy
Descargado	8 MPa	Mortero de cemento	7	PBDx	PBDy
Manteniendo Carga	8 MPa	Mortero de cemento	7	PBCx	PBCy

Tabla. 30. Probetas ensayadas con capitel.

Para cada uno de ellos calcularemos el axil último según 6.2.1.

Si el soporte reforzado se comporta como sección mixta, el axil último será:

$$N_u = A_{s2} \cdot f_y + A_c \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y$$

f_c del hormigón 12 MPa:

$$N_u = 4 \cdot 1230 \cdot 275 + 300 \cdot 300 \cdot 12 + 4 \cdot 113 \cdot 400 = 2613800 \text{ N} = 2614 \text{ kN}$$

f_c del hormigón 15 MPa:

$$N_u = 4 \cdot 1230 \cdot 275 + 300 \cdot 300 \cdot 15 + 4 \cdot 113 \cdot 400 = 2883800 \text{ N} = 2884 \text{ kN}$$

f_c del hormigón 8 MPa:

$$N_u = 4 * 1230 * 275 + 300 * 300 * 8 + 4 * 113 * 400 = 2253800 \text{ N} = 2254 \text{ kN}$$

En caso de que el soporte no rompa por la sección central, es decir no se comporte como sección mixta y debido a que la tensión alcanzada en los ensayos experimentales es próxima a la resistencia de cálculo, se ha simplificado el procedimiento de cálculo reduciéndose a la suma de las gráficas carga-acortamiento del soporte de hormigón considerando el confinamiento que le proporciona el refuerzo, y las de la jaula de acero.

Para cada espécimen ensayado se ha dibujado la curva del hormigón confinado teniendo en cuenta que la jaula de acero confina al hormigón hasta la plastificación del angular o hasta la plastificación de la presilla y la curva carga-acortamiento de la jaula de acero. En las siguientes gráficas se muestran los resultados obtenidos.

En los soportes BD y BC se sustituyó las presillas cercanas a la cabeza de dos de los lados del soporte por el capitel que era ligeramente más estrecho. Esto hace que en estos especímenes se ha dibujado las curvas Carga-Acortamiento de una sección del elemento de 495 mm. que es la separación entre el capitel y la segunda presilla.

Los soportes BD tienen una resistencia media del hormigón de 12 MPa. En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación del angular, y según la gráfica 191, se alcanzará un axil último de 2597 kN.

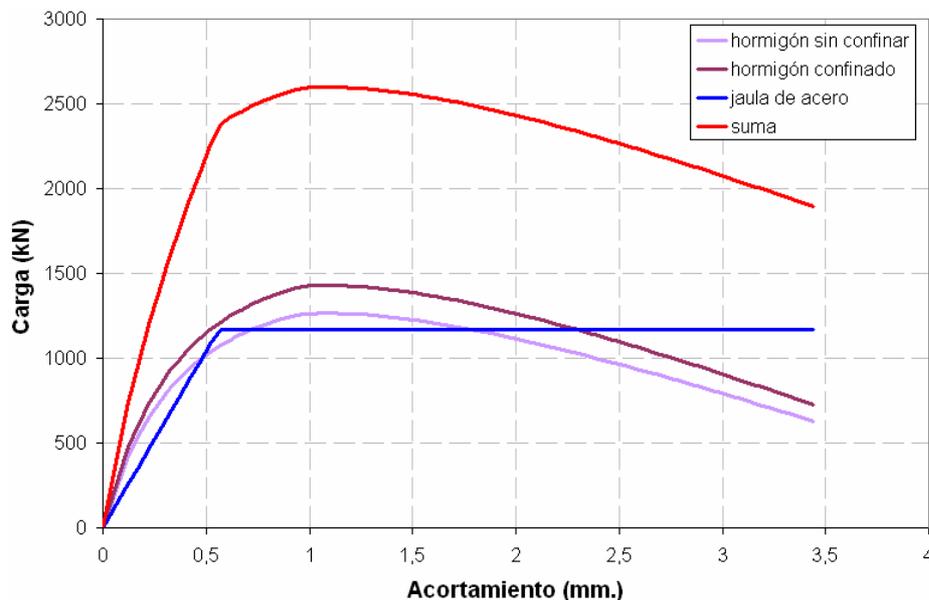


Figura 191. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación del angular.

En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación de la presilla, se alcanzará un axil último de 2607 kN (fig. 192).

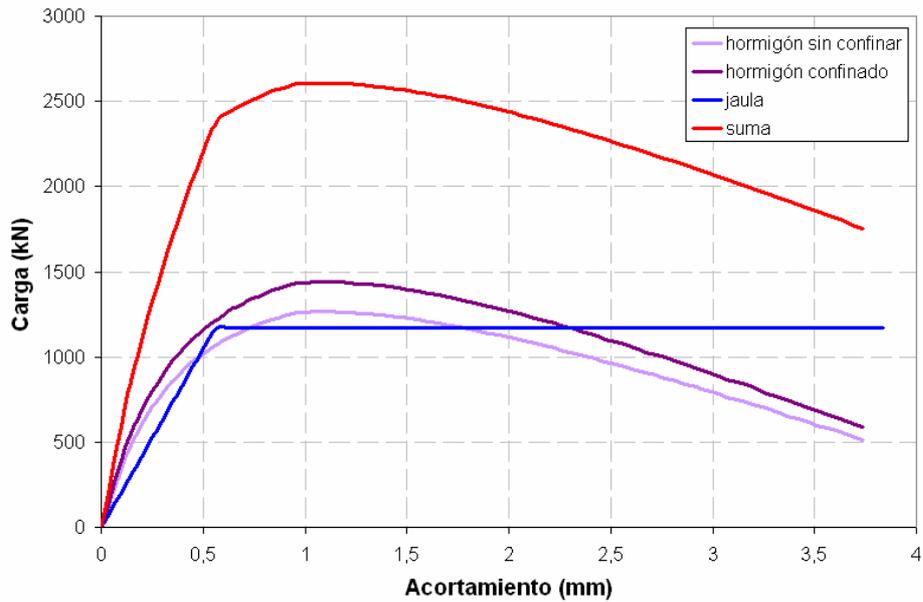


Figura 192. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación de la presilla.

Los soportes BC tienen una resistencia media del hormigón de 15 MPa. En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación del angular, y según la figura 193, se alcanzará un axil último de 2900 kN.

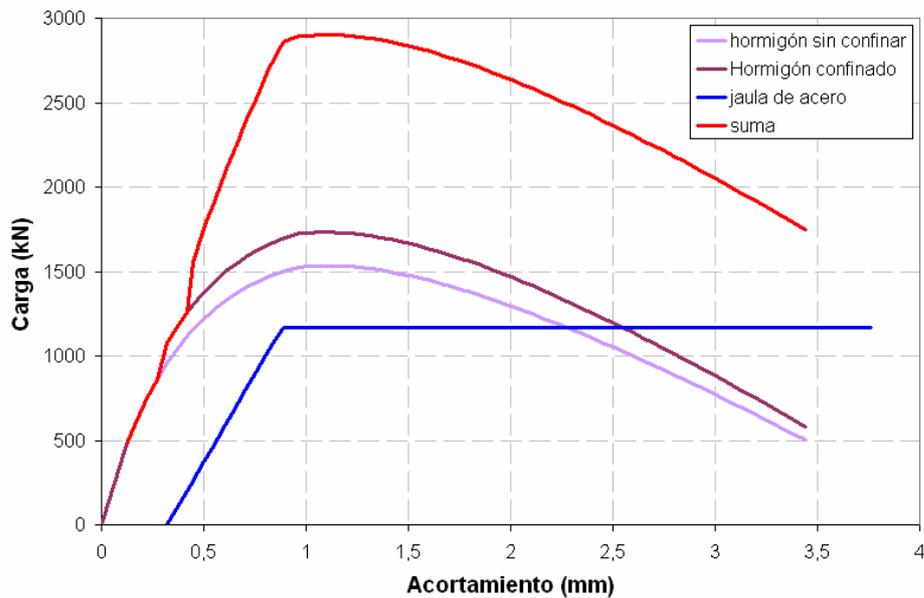


Figura 193. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación del angular.

En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación de la presilla, se alcanzará un axil último de 2910 kN (figura 194).

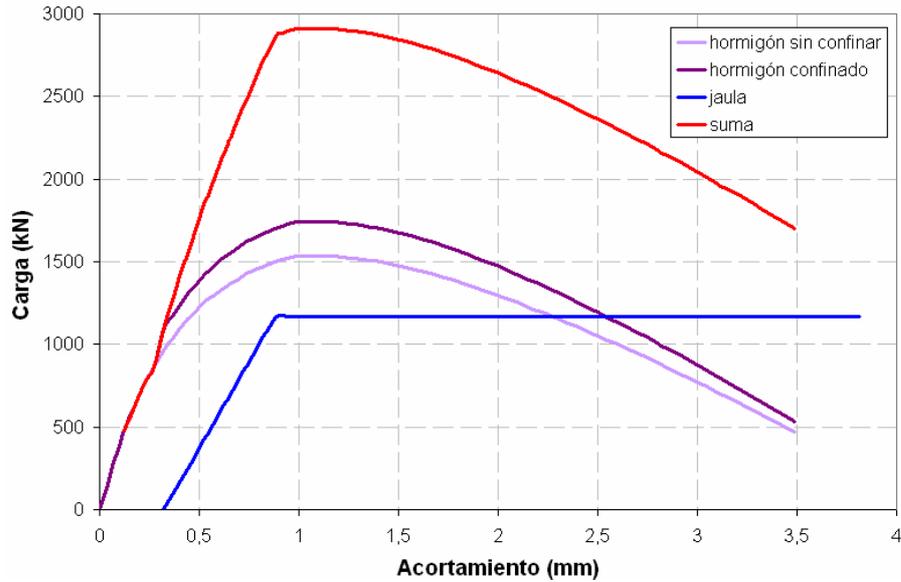


Figura 194. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación de la presilla.

En los soportes MBD, PBD y PBC la resistencia del hormigón es de 8 MPa. Los especímenes MBD tienen cinco presillas, y el capitel está colocado sobre las presillas próximas a las cabezas del tramo de pilar en dos de los lados. Por ello las siguientes gráficas (Fig. 195 y 196) de los especímenes MBD corresponden a una sección de 415 mm. que es la distancia entre las dos presillas más próximas a las cabezas.

En caso de agotamiento por plastificación del angular, el axil último que alcanzará el conjunto será de 2194 kN (Fig. 195)

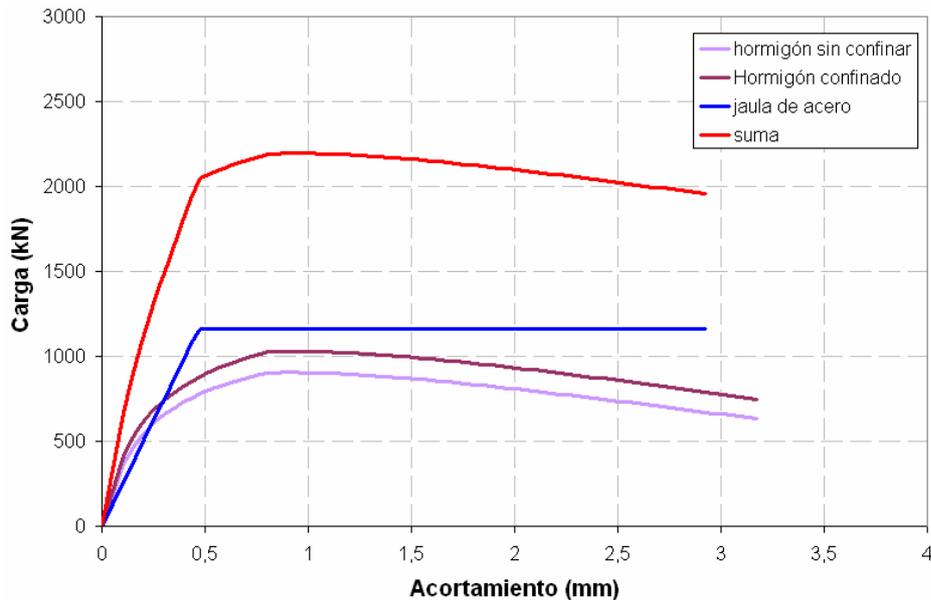


Figura 195. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte MBD suponiendo la plastificación del angular.

En caso de agotamiento por plastificación de una presilla, el axil último que alcanzará el conjunto será de 2196 kN (fig. 196).

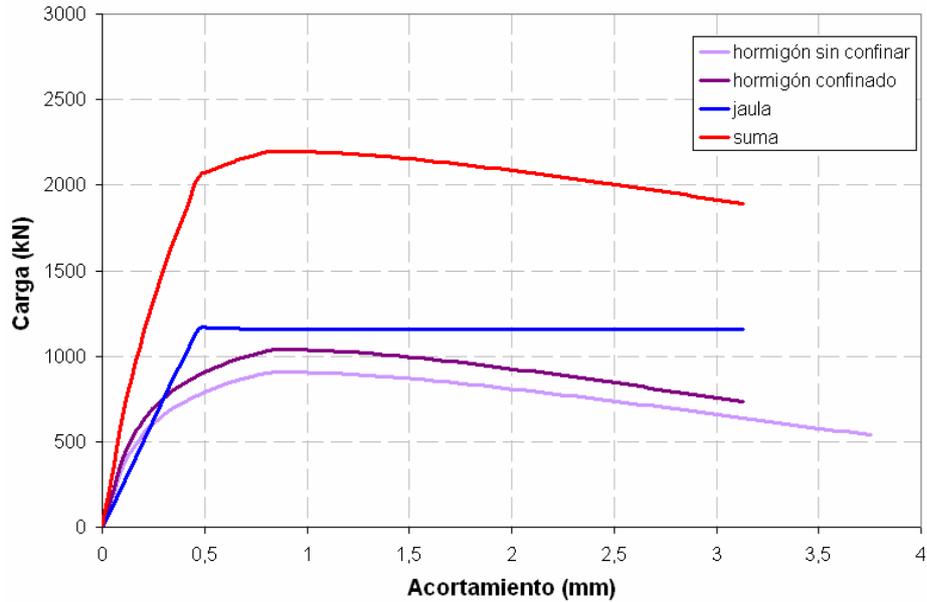


Figura 196. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte MBD suponiendo la plastificación de la presilla.

En el caso de los especímenes PBD y PBC, que cuentan con siete presillas por cada lado del soporte, la sección a que hace referencia los siguientes gráficos es la situada entre la segunda (presilla de menor dimensión) y tercera presilla, ya que es aquí dónde se produce la rotura del elemento. Las gráficas hacen referencia a una sección de 226 mm.

En los soportes PBD en caso de agotamiento por plastificación del angular (fig. 197), el axil último que alcanzará el conjunto será de 2302 kN. En caso de agotamiento por plastificación de la presilla será de 2204 kN (fig. 198).

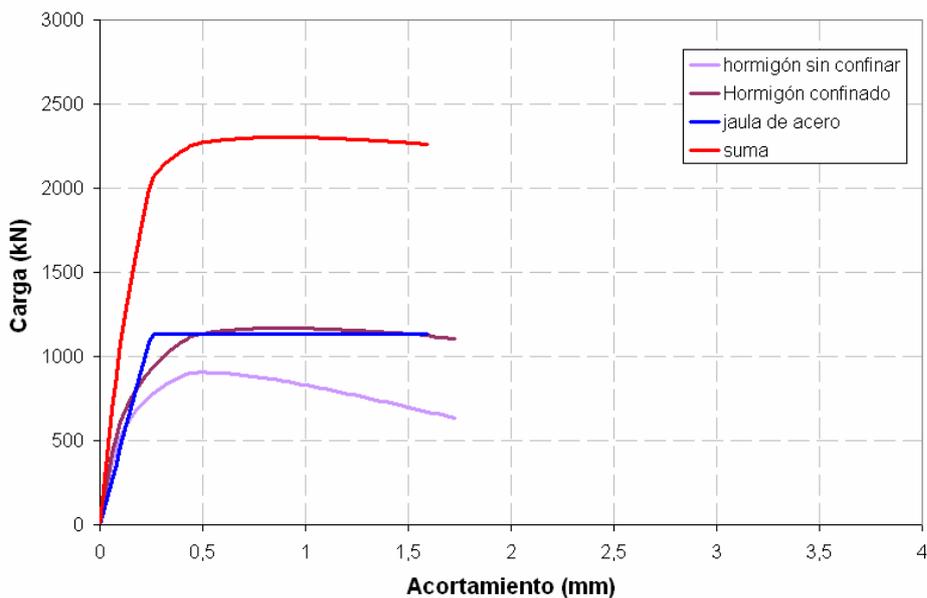


Figura 197. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBD suponiendo la plastificación del angular.

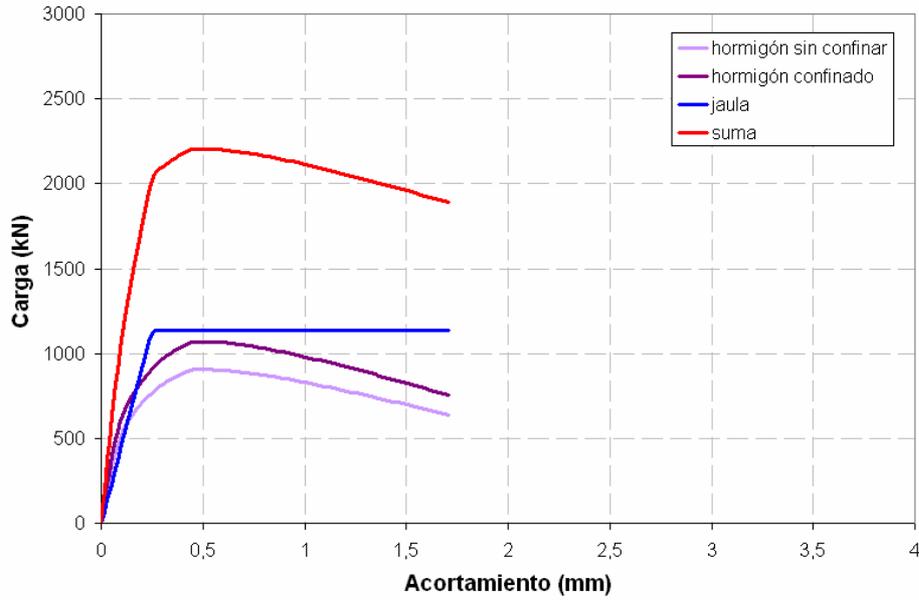


Figura 198. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBD suponiendo la plastificación de la presilla.

Los soportes PBC tienen una resistencia media del hormigón de 8 MPa. En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación del angular, y según la figura 199, se alcanzará un axil último de 2302 kN.

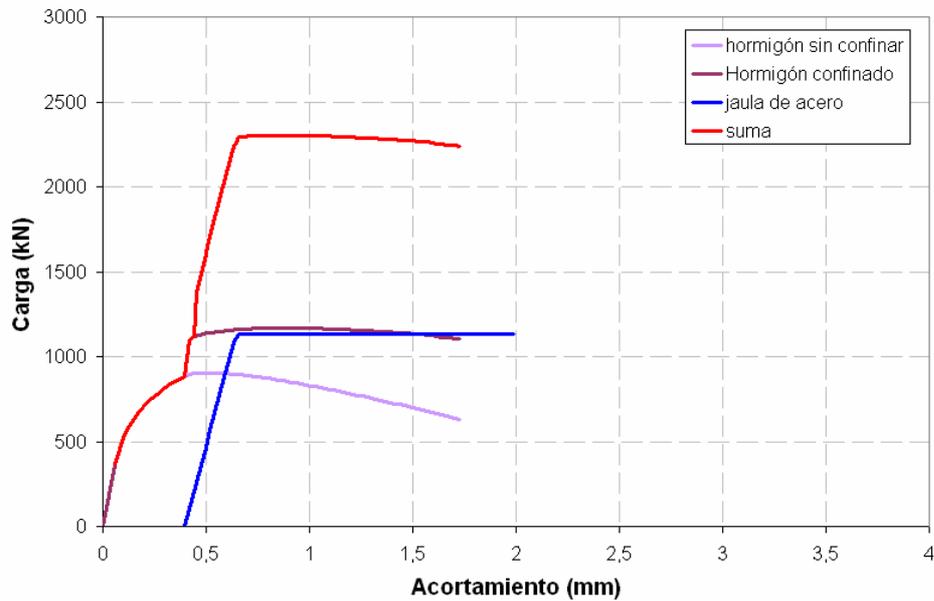


Figura 199. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBC suponiendo la plastificación del angular.

En caso de que la rotura del mismo se produzca por plastificación de la presilla, se alcanzará un axil último de 2194 kN (fig. 200).

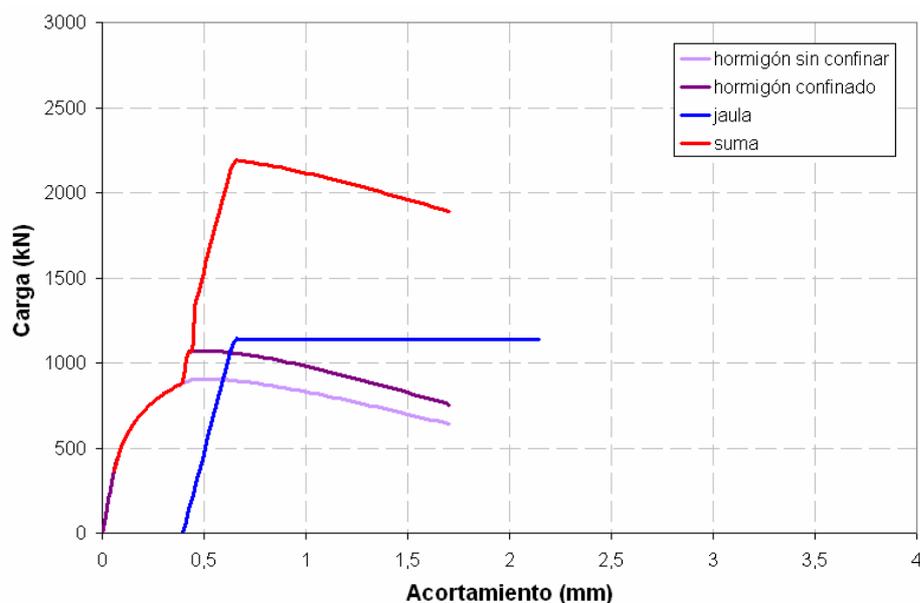


Figura 200. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte PBC suponiendo la plastificación de la presilla.

La siguiente tabla resume los resultados teóricos obtenidos, así como los resultados experimentales de cada uno de los especímenes con capitel ensayados.

Para obtener la relación entre el axil último experimental y el teórico, se ha cogido el menor teórico calculado ya que es la carga a la que se produciría la rotura del elemento.

	Valores teóricos			Valores experimentales	
	Sección mixta	Plastificación angular	Plastificación presilla	Axil último	$\frac{N_{exp}}{N_{teo}} * 100$
BDx	2614 kN	2597 kN	2607 kN	2020 kN	78
BDy				2069 kN	80
BCx	2884 kN	2900 kN	2910 kN	2104 kN	73
BCy				2206 kN	76
MBDy	2254 kN	2194 kN	2196 kN	2088 kN	95
PBDy	2254 kN	2302 kN	2204 kN	2648 kN	120
PBCy	2254 kN	2302 kN	2194 kN	2524 kN	115

Tabla 31. Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados con capitel.

En la tabla anterior no se han presentado resultados pertenecientes a los especímenes MBDx, PBDx y PBCx debido a su rotura anómala (rotura de la cabeza previa al agotamiento del tramo de soporte reforzado).

Cómo se puede observar el método propuesto predice razonablemente bien los resultados de los ensayos realizados, excepto los de los ensayos BC y BD donde el modelo predice resistencias muy superiores a las alcanzadas en los ensayos.

El motivo de esto ya ha sido comentado en capítulos anteriores: la rotura se produce por un efecto local de abolladura en el ala de los angulares, debido a que no se colocó presilla bajo el capitel. Esta rotura local limita la carga que puede transmitirse al angular y prácticamente elimina el efecto de confinamiento.

Para evaluar cual es el límite de carga que soportan los angulares se ha realizado un modelo en ANSYS en el que se observa tanto el efecto como la carga que es transmitida a los angulares. El planteamiento y resultado de este modelo se incluye en el anejo 5.

Esto nos permite volver a evaluar los resultados del modelo simplificado, considerando que el axil transmitido a los angulares tiene el valor límite de 1100 kN ya que para estos valores de carga se produce la plastificación del angular por el efecto local de abolladura del ala del capitel.

Se puede considerar que en estos especímenes el hormigón no se encuentra confinado, obteniéndose las siguientes gráficas.

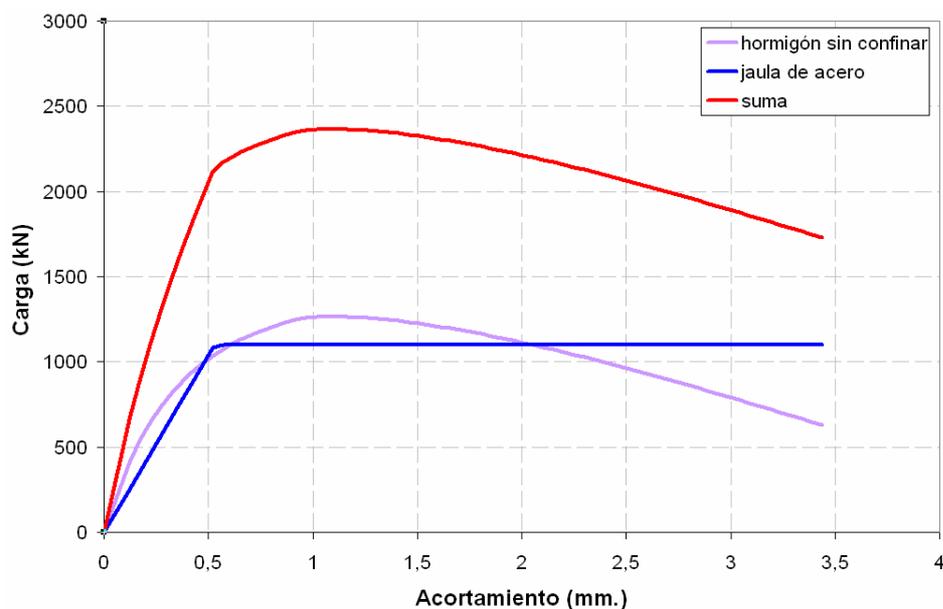


Figura 201. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BD suponiendo la plastificación del angular por el efecto local de abolladura del ala del capitel.

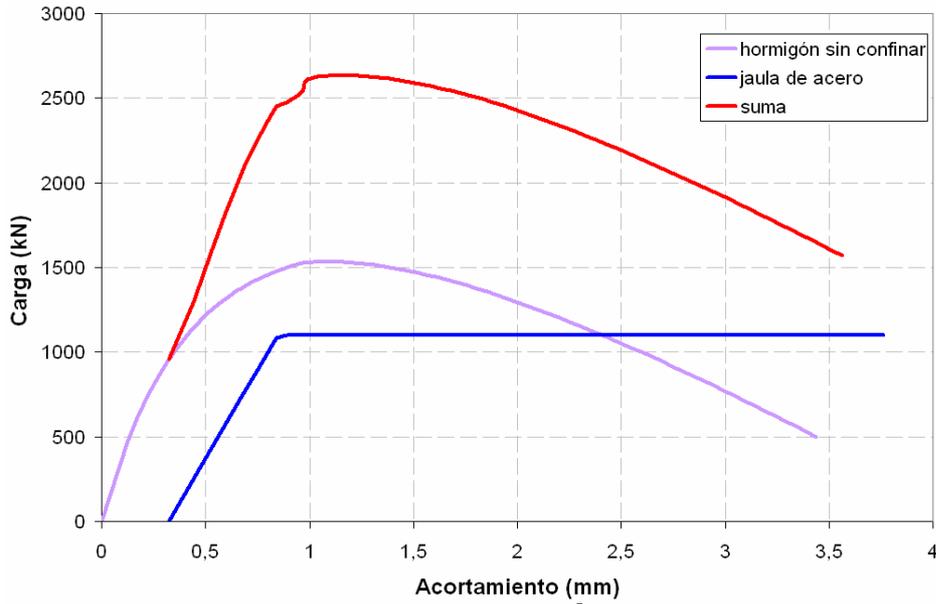


Figura 202. Curva Teórica Carga-Acortamiento del soporte BC suponiendo la plastificación del angular por el efecto local de abolladura del ala del capitel.

De los gráficos anteriores se deducen los siguientes valores:

	Valores teóricos		Valores experimentales	
	Sección mixta	Plastificación angular	Axil último	$\frac{N_{exp}}{N_{teo}} * 100$
BDx	2614 kN	2365 kN	2020 kN	85
BDy			2069 kN	87
BCx	2884 kN	2635 kN	2104 kN	80
BCy			2206 kN	84

Tabla 32. Comparación de resultados teóricos y experimentales en soportes reforzados con cinco presillas y con capitel, teniendo en cuenta el efecto local de abolladura.

Una vez analizados los resultados experimentales obtenidos y verificado el modo de comportamiento con el modelo numérico se puede afirmar que:

- El método empleado para determinar el axil en que se producirá la rotura de los soportes reforzados con capitel es muy efectivo en el caso de pilares en que el capitel se ha situado sobre las presillas, obteniendo una bondad del ajuste del 95% para el caso de soportes reforzados con cinco presillas y valores superiores al 100% para el caso de utilizar siete presillas por cada cara del pilar (PBD y PBC).
- En los casos en que se ha suprimido la presilla situada bajo el capitel la bondad del ajuste disminuye ligeramente obteniéndose valores entre el 80 y el 87%. Esto es debido a la aparición del efecto local de abolladura del ala del capitel, que limita la carga que puede transmitirse al angular y prácticamente elimina el efecto del confinamiento de la jaula sobre el pilar de hormigón por lo que el soporte reforzado no alcanza la carga prevista.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

En este capítulo se exponen las conclusiones del presente trabajo de investigación así como las futuras líneas de investigación que sería interesante desarrollar.

7 Conclusiones y Futuras Líneas de Investigación.

A través de los distintos capítulos de los que se compone este trabajo de investigación, se han realizado diversas observaciones, discusiones y comentarios importantes, los cuáles tienen relación directa con los objetivos mencionados al principio de esta tesis. A continuación se hará una recopilación de todas estas consideraciones con el propósito de satisfacer tanto el objetivo general del que parte este estudio, como cada uno de los objetivos específicos.

7.1 Conclusiones.

La organización de las conclusiones responde al mismo orden establecido en el capítulo primero del presente trabajo al plantear los objetivos de esta tesis.

- a) Se ha realizado una exhaustiva revisión bibliográfica en el campo de los soportes de hormigón armado reforzados. Tras la revisión del estado del arte se ha manifestado la ausencia de conocimiento en cuanto al modo de comportamiento de los refuerzos formados por angulares y presillas metálicas, y por lo tanto la carencia de métodos simplificados de cálculo que permitan abordar el diseño de estos elementos con garantías de buen funcionamiento.
- b) Se ha diseñado un ensayo experimental capaz de reproducir el comportamiento de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas, realizándose el refuerzo con el soporte original cargado o descargado y sometido a esfuerzos de compresión simple.
 - b.1 Se han desarrollado ensayos experimentales sobre 26 elementos a escala real que han permitido conocer el modo de comportamiento de los soportes reforzados y la influencia de las distintas variables estudiadas (ausencia o presencia de un capitel para mejorar la transmisión de cargas entre el hormigón original y el acero del refuerzo, realización del refuerzo con el soporte de hormigón cargado o descargado, tipo de adhesivo entre el hormigón y el acero del refuerzo y número, geometría y disposición de presillas en el refuerzo).
- c) Se han analizado de manera detallada los resultados obtenidos directamente de los ensayos, de los que se ha podido deducir:
 - c.1 El refuerzo de pilares de hormigón armado con angulares y presillas metálicas mejora tanto la resistencia como la ductilidad del elemento. El problema es complejo y combina a lo largo de un mismo pilar, el efecto del confinamiento, la transmisión de cargas a través de los capiteles (si los hay) y el comportamiento como sección mixta, que se puede considerar una vez se ha

transmitido las tensiones entre el pilar original y el refuerzo y ambos trabajen conjuntamente.

c.2 Las formulaciones existentes hasta la fecha referidas al cálculo de este tipo de refuerzos son incompletas, no comprenden bien el comportamiento global de este tipo de refuerzo y son por tanto, excesivamente conservadoras, provocando infinidad de actuaciones sobredimensionadas, sin que este exceso de acero mejore el comportamiento del elemento reforzado y sí aumente de manera considerable el coste del refuerzo.

c.3 En los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte:

- En los extremos del pilar las cargas de la estructura original deben ser transmitidas al refuerzo (de manera análoga a lo que ocurre a lo largo de la longitud de anclaje de una barra). En estas zonas no se puede considerar que el hormigón y el acero del refuerzo trabajan conjuntamente y los efectos preponderantes serían el confinamiento y la transmisión de cargas a través del capitel.
- En la parte central del pilar reforzado se puede considerar que hormigón y acero se deforman conjuntamente y que el pilar reforzado se comporta como un elemento mixto.
- En los pilares con capitel se redujo el confinamiento eliminando las presillas que correspondían con los angulares del capitel (provocando que fueran menos robustos). En estos pilares el hormigón rompe a su resistencia característica y el incremento de resistencia se consigue gracias a los angulares. Por otra parte, al trabajar de manera independiente hormigón y acero al romper el primero se transfiere una gran parte de la carga que soportaba al acero, provocando su rotura. No se alcanza por tanto una resistencia igual a la suma de resistencias de ambos elementos.
- En los pilares sin capitel el efecto del confinamiento es preponderante alcanzando el hormigón tensiones muy superiores a la resistencia característica.
- La descarga del pilar previa al refuerzo parece mejorar su comportamiento, aunque las diferencias no son muy significativas. Probablemente estas diferencias serían mayores para un nivel de precarga superior al ensayado (del 65% de la carga máxima).
- No se observan diferencias significativas de comportamiento por el uso de un mortero epoxídico en lugar de un mortero de cemento como elemento adhesivo entre el perfil del refuerzo y el soporte de hormigón. No se aprecia

variación ni en el modo de comportamiento del refuerzo ni en el nivel de carga alcanzado por el elemento reforzado.

c.4 En los soportes reforzados con siete presillas por cada cara del soporte:

- Se consigue un incremento notable de resistencia respecto de los soportes reforzados con cinco presillas por cada cara del soporte.
- Los soportes reforzados en los que se prescinde de la colocación del capitel, la rotura se produce en los extremos del soporte, tras la plastificación de la presilla que actúa como elemento rigidizador. En ese momento se transmite bruscamente un aumento de carga al angular provocando la plastificación de este también y la rotura del hormigón al alcanzar excesivas deformaciones.
- En los pilares con capitel, y gracias al mejor reparto de cargas entre el hormigón y el acero (hay transmisión directa a través del capitel a los angulares metálicos) se consiguió que el elemento reforzado se comportara como sección mixta, deformándose conjuntamente. Esto provocó el traslado de la zona de rotura al centro del soporte mejorando tanto la resistencia como la ductilidad de estos elementos respecto a los ejecutados sin capitel.
- El mejor comportamiento de los soportes con capitel de los elementos de 7 presillas, respecto a los soportes de con capitel de 5 presillas es debido a que en la segunda fase experimental el capitel se situó sobre las presillas más cercanas a la cabeza, y no se prescindió de ellas como en los elementos ensayados en la primera fase.
- La descarga del pilar previa al refuerzo parece mejorar su comportamiento, aunque las diferencias no son muy significativas. Probablemente estas diferencias serían mayores para un nivel de precarga superior al ensayado (del 65% de la carga máxima).

d) Se han propuesto métodos simplificados para el análisis y cálculo de soportes reforzados con perfiles metálicos. Para generalizar su aplicación será necesario completar el presente trabajo con un estudio paramétrico que nos permita establecer los límites y los casos en que se debe aplicar cada uno de los métodos propuestos en función de la resistencia que necesite el elemento reforzado.

e) En cuanto a la definición de recomendaciones de diseño y ejecución para obtener la eficiencia óptima de la actuación se puede decir:

e.1 Es muy importante conseguir la perfecta y continua unión entre el acero del refuerzo y el soporte de hormigón, ya que sólo así se conseguirá el

confinamiento del hormigón, que como se ha visto tiene una gran importancia en el incremento de axil conseguido por el elemento reforzado.

- e.2 Si además de necesitar un incremento de resistencia de la estructura, queremos dotarla de una mejor ductilidad, es necesario diseñar el refuerzo para conseguir que el elemento resultante se comporte como una estructura mixta.
- e.3 La utilización de mortero de cemento en lugar de mortero epoxídico como adhesivo entre acero del refuerzo y el hormigón, facilita la ejecución del refuerzo en obra (el espesor del adhesivo tiene mucha menor importancia) además de abaratar su coste.
- e.4 En caso de reforzar soportes utilizando un capitel para mejorar la transmisión de cargas entre la viga y el soporte es necesario verificar la resistencia del nudo, ya que la colocación del capitel puede provocar un aumento localizado de la tensión en el hormigón de la viga provocar su rotura (es necesario, en futuras investigaciones, realizar un estudio exhaustivo del comportamiento del nudo en estructuras reforzadas).

7.2 Futuras líneas de investigación.

A lo largo de este trabajo de investigación se han realizado varios comentarios referentes a futuras líneas de investigación que sería interesante desarrollar, dando así continuidad a esta tesis doctoral. Se expondrán a continuación.

- Realización de un estudio paramétrico sobre los diferentes factores que intervienen en el comportamiento de un soporte reforzado sometido a compresión centrada. Se adoptaría un pilar reforzado tipo y se podrían estudiar las siguientes variables:
 - Nivel de precarga: 60%, 75% y 90% del axil último.
 - Influencia del calentamiento de las presillas: 150°C y 300°C
 - Resistencia del hormigón del soporte original: 4, 12 y 20 MPa
 - Sección del soporte de hormigón armado: 3000x3000 mm., 2500x4000 mm.
 - Dimensiones de los angulares del refuerzo: L40.4, L80.8 y L12.12.
 - Incremento del número de presillas a 7 presillas por cada cara del soporte.
 - Separación entre presillas
 - Efecto del mortero de la interfaz: $\mu=0.2$, $\mu=0.4$ y $\mu=0.6$
 - Dimensión de los capiteles: L80.8 y L12.12.

- Tanto en el campo teórico como en el experimental sería necesario analizar el comportamiento de soportes reforzados sometidos a **flexocompresión**. Para ello será necesario analizar el nudo viga-soporte. Para desarrollar este trabajo será necesario al menos:
 - Diseñar un ensayo experimental que permita estudiar el nudo y aplicar cargas de flexocompresión
 - Desarrollar de forma numérica los mismos soportes ensayados en el laboratorio para su calibración.
 - Análisis de los mecanismos que intervienen en el comportamiento.
 - Análisis de distintas tipologías de nudo (viga plana-pilar y viga descolgada-pilar), con diferentes concepciones para la transmisión de cargas a través del nudo.
 - Plantar modelos de comportamiento y reglas de dimensionamiento del refuerzo.

- Estudio de estructuras de hormigón armado sometidos a sismo. Para ello habrá que estudiar el efecto de cargas cíclicas a través de ciclos de histéresis.

Por último, se pueden realizar ensayos y simulaciones numéricas empleando otro tipo de refuerzos (principalmente de materiales compuestos como FRP) que permitan comparar las distintas actuaciones y predecir en que casos es recomendable un tipo de refuerzo frente a otros.

CAPITULO 8

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

En el último capítulo se presentan todas las referencias bibliográficas citadas en el texto y que han sido consultadas para la realización del trabajo de investigación.

8 Referencias Bibliográficas.

En el último capítulo se presentan todas las referencias bibliográficas citadas en el texto y que han sido consultadas para la realización del trabajo de investigación.

- Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., & Kreger, M.E. (1999). Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. *Aci Structural Journal*, 96, 68-78.
- Adam, J.M., Ivorra S., Giménez E. & Calderón P.A. (2005). Estudio numérico de soportes de HA reforzados con elementos metálicos, *III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras*, Zaragoza, España.
- Adam, J.M., Ivorra S., Giménez E. & Calderón P.A. (2005). Estudio numérico sobre el comportamiento estructural de soportes de hormigón armado reforzados mediante angulares metálicos y presillas, sometidos a compresión simple, *fib Simposio "El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo"*, La Plata, Argentina.
- Adam, J.M., Calderón P.A., Giménez E., Hidalgo C., & Ivorra S., (2006) A study of the behaviour of the cement mortar interface in reinforced concrete columns strengthened by means of steel angles and strips, *Structural Faults and Repair*, Edinburgh, Scotland.
- Adam, J.M., Calderón P.A., Giménez E., & Ivorra S., (2006) Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados mediante angulares y presillas metálicas, *Journal of Constructional Steel Research*, (artículo en fase de revisión).
- Adam, J.M., Ivorra S., Giménez E., Moragues J.J., Miguel P., Miragall C., & Calderón P.A., (2007) Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips, *II Conferencia Ibérica de Usuarios*
- Adam, J.M., Giménez E. & Calderón P.A. (2007). Internal Report.
- Ahmad, S.H., & Shah, S.P. (1982). Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement. *Journal of the American Concrete Institute*, 79, 484-490.
- Ahmad, S.H., & Shah, S.P. (1982). Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete. *Journal of the Structural Division-Asce*, 108, 728-742.
- Ahmad, S.H., Khaloo, A.R., & Irshaid, A. (1991). Behavior of Concrete Spirally Confined by Fiberglass Filaments. *Magazine of Concrete Research*, 43, 143-148.
- Ahmad, S.H., & Mallare M.P. (1994). A comparative study of models for confinement of concrete by circular spirals. *Magazine of concrete research*, 46, 484-490.

- Alarcon López, A. (2003). Estudio teórico-experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono. *Tesis Doctoral de la Universidad Politécnica de Cataluña*.
- American Concrete Institute (1997). Strength Evaluation of existing concrete buildings. *Reported by ACI Committee 437*.
- American Concrete Institute (1999). Guide for Evaluation of concrete structures prior to rehabilitation. *Reported by ACI Committee 364*.
- American Concrete Institute (2000). Cement and concrete terminology. *Reported by ACI Committee 116*.
- American Concrete Institute (2002). Building code requirements for structural concrete and commentary. *Reported by ACI Committee 318*.
- American Concrete Institute (2002). Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. *ACI 440.2R*.
- ANSYS Inc. (2004). ANSYS Theory Reference 9.0.
- Antonopoulos,C.P., & Triantafillou,T.C. (2003). Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints. *Journal of Composites for Construction*, 7, 39-49.
- Aparicio,A.C., Ramos,G., & Casas,J.R. (2002). Testing of externally prestressed concrete beams. *Engineering Structures*, 24, 73-84.
- Assa,B., Nishiyama,M., & Watanabe,F. (2001). New approach for modeling confined concrete. II: Rectangular columns. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 127, 751-757.
- Attard,M.M., & Setunge,S. (1996). Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. *Aci Materials Journal*, 93, 432-442.
- Balmer , C.G. (1949). Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Moohr's envelope as a curve. *Structural research report SP-23*.
- Baltay P., & Gjelsvik A. (1990). Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress. *Journal of materials in civil engineering*, 2, 46-49.
- Barberá Ortega E. et al. (1993). Causas de la patología de las estructuras de hormigón armado. Criterios y técnicas de inspección. Peritación. Intervención en estructuras de hormigón armado. *Jornadas de patología en la edificación, IECA Levanta, Valencia*.
- Bellmunt R. et al. (2000). Manual de diagnosis e intervenció en estructures de formigó armat. *Col·legi d'Aparelladors i arquitectes tècnics de Barcelona*.ISBN 84-87104-43-6
- Bett,B.J., Klingner,R.E., & Jirsa,J.O. (1988). Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced-Concrete Columns. *Aci Structural Journal*, 85, 499-508.

- Bresson J. (1971). Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Beton plaque. *Annales l'institute technique*, n° 278.
- Calavera, J. (1985). Concepto de Seguridad. *Curso de rehabilitación de estructuras*, ISBN 84-85572-70-X, 9-17.
- Calavera, J. (1999). Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón: en masa, armado, pretensado. *INTEMAC*, ISBN 84-887-64057.
- Calderón P.A., Giménez E., Adam, J.M., & Ivorra S., (2005). Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple, *I Jornadas de Investigación en la Construcción*, Madrid, España.
- Calderón P.A., Giménez E., Adam, J.M., & Ivorra S., (2006). Full scale testing of RC columns strengthened with steel angles and battens, *Structural Faults and Repair*, Edinburgh, Scotland.
- Carpinteri A. & Ingrassia A.R. (1984). Fracture mechanics of concrete: material characterization. *Kluwer academia publishers group*, The Hague.
- Casas, J.R., Ramos, G., Diaz-Carrillo, S., & Guemes, J.A. (2002). Intelligent repair of existing concrete structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 17, 43-52.
- Casas L. (2004). El proyecto y la ejecución de obras de refuerzo. Soluciones adoptadas. *XVI Curso de Estudios Mayores de la Construcción, Seminario S11*. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torraja, Madrid.
- CEB-FIB (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.
- Cedolin, L., Crutzen & Dei Poli (1977). Triaxial stress-strain relationships for concrete. *Journal of the engineering mechanics division-Asce*, 103, 429-439.
- Chen, J.F., & Teng, J.G. (2001). Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 127, 784-791.
- Cheng, H.L., Sotelino, E.D., & Chen, W.F. (2002). Strength estimation for FRP wrapped reinforced concrete columns. *Steel & Composite Structures*, 2, 1-20.
- Cirtek, L. (2001). Mathematical model of RC banded column behaviour. *Construction and Building Materials*, 15, 351-359.
- Cirtek, L. (2001). RC columns strengthened with bandage - experimental programme and design recommendations. *Construction and Building Materials*, 15, 341-349.
- Código Modelo CEB-FIP (1990). Código modelo para hormigón estructural. *Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid*
- Comité Euro-internacional del hormigón CEB (1983). Assesment of concrete structures and desing. Procedures for upgrading (redesing). *Boletín CEB n° 162*.

- Cobo, A., González, M., & González, N. (1997). Sistemas de refuerzo de pilares de hormigón armado: cálculo y puesta en obra. *Anales de ingeniería mecánica*, 11, 89-96.
- Cusson D., & Paultre P. (1995). Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 121, 468-477.
- Delibes A. (1993). Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón. *INTEMAC*, ISBN 84-88-764014.
- Demers,M., & Neale,K.W. (1999). Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets - an experimental study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26, 226-241.
- Demers,M., & Neale,K.W. (1999). Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets - an experimental study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26, 226-241.
- Dussek,I.J. (1974). Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforcement. *Transport and research record* 785, 21-24.
- EH-68 (1968). Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. *Ministerio de Obras Públicas de España*.
- EHE (1999). Instrucción de hormigón estructural EHE. *Ministerio de Fomento de España*.
- Emmons,P.H., & Vaysburd,A.M. (1995). The total system concept-necessary for improving the performance of repaired structures. *Concrete International*, 17, 31-36.
- Emmons,P.H., & Vaysburd,A.M. (1996). System concept in design and construction of durable concrete repairs. *Construction and Building Materials*, 10, 69-75.
- Emmons,P.H., Vaysburd,A.M. & Thomas J. (1998). Strengthening concrete structures, Part I. *Concrete International*, 20, 53-58.
- Endo, T. et al. (1984). Practices of seismic retrofit of existing concrete structures in Japan. *Proceedings of the eighth World Conference of Earthquake Engineering*, 1, 469-476.
- EHE (1999). Instrucción de hormigón estructural. *Ministerio de Fomento. España*.
- Eurocódigo 4 (1995). Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. *AENOR, Madrid*
- Erdem,I., Akyuz,U., Ersoy,U., & Ozcebe,G. (2006). An experimental study on two different strengthening techniques for RC frames. *Engineering Structures*, 28, 1843-1851.
- Ersoy,U., Tankut,A.T., & Suleiman,R. (1993). Behavior of Jacketed Columns. *Aci Structural Journal*, 90, 288-293.

- Fardis, M.N., & Khalili, H. (1981). Concrete Encased in Fiberglass-Reinforced Plastic. *Journal of the American Concrete Institute*, 78, 440-446.
- Fardis, M.N., & Khalili, H.H. (1982). Frp-Encased Concrete As A Structural Material. *Magazine of Concrete Research*, 34, 191-202.
- Fernández Canovas (1981). Las resinas epoxi en la construcción. *Instituto Eduardo Torroja de la Construcción*, Consejo superior de investigaciones científicas. Madrid.
- Fernández Canovas (1985). Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxídicas. *Monografía del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción*, nº 382-383. Madrid.
- Fernández Canovas (1994). Patología y terapéutica del hormigón armado, 3ª Ed. *Publicación del Colegio de Caminos, Canales y Puertos de Madrid*. ISBN 8474932025.
- Fukuyama, H., & Sugano, S. (2000). Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Cement & Concrete Composites*, 22, 59-79.
- Fukuyama, K., Higashibata, Y., & Miyauchi, Y. (2000). Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 22, 81-88.
- Fukuyama, K., Higashibata, Y., & Miyauchi, Y. (2000). Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 22, 81-88.
- Galal, K., Arafa, A., & Ghobarah, A. (2005). Retrofit of RC square short columns. *Engineering Structures*, 27, 801-813.
- Giménez E., Calderón P.A., & Serna P., (2004). Contribution to the study of the strengthening of reinforced concrete columns using steel angles and steel battens, *5th International PhD Symposium in Civil Engineering*, Delft, Holland.
- Giménez E., Calderón P.A., Adam, J.M., & Ivorra S. (2005). Aportación al estudio de soportes de HA reforzados con perfiles metálicos, *III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras*, Zaragoza, España.
- Giménez E. & Calderón P.A. (2005). Estudio experimental sobre elementos a escala real, de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión, *fib Simposio "El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo"*, La Plata, Argentina.
- Giménez E., Adam, J.M., Calderón P.A., & Ivorra S. (2006). Numerical and experimental study of the strengthening of reinforced concrete columns using steel angles and strips, *Proceedings of The Tenth East Asia Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10)*, Bangkok, Thailand.

- Giménez E., Adam, J.M., Ivorra S., Moragues J.J., & Calderón P.A. (2006). Full-scale testing of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips, *Construction and Building Materials*, (Artículo en fase de revision).
- González Serrano, A. (1984). Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado. *Hormigón y Acero nº153*, 123-140.
- González-Valle, E. (1985). Estructuras de hormigón armado: refuerzo mediante hormigón y estructura metálica. *Curso de Rehabilitación de la estructura, ISBN 84-85572-70-X*, 173-179.
- González-Valle, E. (1999). Aplicabilidad de distintos métodos de refuerzo en estructuras de edificación. *Nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras, Grupo español del IABSE*, 257-279.
- Gould, N.C., & Harmon, T.G. (2002). Confined concrete columns subjected to axial load, cyclic shear and cyclic flexure-Part II: Experimental program. *ACI Structural Journal* 99, 42-50.
- Griffith, M.C., Wu, Y.F., & Oehlers, D.J. (2005). Behaviour of steel plated RC columns subject to lateral loading. *Advances in Structural Engineering*, 8, 333-347.
- Grupo Español del Hormigón, GEHO (1992). Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón. *Boletín GEHO nº10*.
- Grupo Español del Hormigón, GEHO (1994). Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIP de buena práctica. *Boletín GEHO nº14*.
- Hadi, M.N.S. (2007). Behaviour of FRP strengthened concrete columns under eccentric compression loading. *Composite Structures*, 77, 92-96.
- Hadi, M.N.S. (2007). Using fibres to enhance the properties of concrete columns. *Construction and Building Materials*, 21, 118-125.
- Hadi, M.N.S. (2006). Comparative study of eccentrically loaded FRP wrapped columns. *Composite Structures*, 74, 127-135.
- Hadi, M.N.S. (2006). Behaviour of FRP wrapped normal strength concrete columns under eccentric loading. *Composite Structures*, 72, 503-511.
- Hadi, M.N.S. (2005). Helically reinforced HSC beams reinforced with high strength steel. *International Journal of Materials & Product Technology*, 23, 138-148.
- Hadi, M.N.S. (2005). Behaviour of high strength axially loaded concrete columns confined with helices. *Construction and Building Materials*, 19, 135-140.
- Hadi, M.N.S., & Li, J. (2004). External reinforcement of high strength concrete columns. *Composite Structures*, 65, 279-287.
- Harajli, M.H. (2006). Axial stress-strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 28, 938-948.

- Harajli, M.H., Soudki, K.A., & Kudsi, T. (2006). Strengthening of interior slab-column connections using a combination of FRP sheets and steel bolts. *Journal of Composites for Construction*, 10, 399-409.
- Harmon T.G. & Slattery K.T. (1992). Advanced composite confinement of concrete. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, 299-306.
- Hassan, T., & Rizkalla, S. (2002). Flexural strengthening of prestressed bridge slabs with FRP systems. *Pci Journal*, 47, 76-93.
- Hiroyuki Y. & Wu Z. (1997). Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proc., 3rd Int. Symposium*, Japan Concrete Institute, 287-294.
- Islam, M.R., Mansur, M.A., & Maalej, M. (2005). Shear strengthening of RC deep beams using externally bonded FRP systems. *Cement & Concrete Composites*, 27, 413-420.
- Iyengar, S.R., Desayi, P. & Reddy, K.N. (1970). Stress-Strain characteristics of concrete confined in steel binders. *Magazine of concrete research* 21, 173-184.
- Jiménez Montoya, P. García A., & Morán, F. (2000). Hormigón Armado. *Ed. Gustavo Gili*, ISBN 84-252-1825-X.
- Johansson, M. (2002). Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns. *Doctoral thesis, Chalmers University of Technology, Sweden*.
- Johansson, M. (2002). The efficiency of passive confinement in CFT columns. *Steel & Composite structures*, 2, 379-396.
- Karabinis, A.I., & Kioussis, P.D. (1994). Effects of Confinement on Concrete Columns - Plasticity Approach. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 120, 2747-2767.
- Karbhari, V.M., & Gao, Y.Q. (1997). Composite jacketed concrete under uniaxial compression - Verification of simple design equations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9, 185-193.
- Kellogg, C.G., & Kotsovos, M.D. (1988). Consideration of Triaxial Stress Conditions in Design - A Necessity - Discussion. *Aci Structural Journal*, 85, 233
- Kennedy, S.J. (1984). End connection effects on the strength of concrete filled HSS Beam columns. *M.Sc. Thesis, Department of civil engineering, Edmonton, Alberta, Canada*.
- Kotsovos, M.D., & Perry S.H. (1986). Behaviour of concrete subjected to passive confinement. *Materials and Structures*, 19, 259-264.
- Kotsovos, G.M., Zeris, C., & Pavlovic, M.N. (2005). Improving RC seismic design through the CFP method. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 158, 291-302.

- Kotsovos,G.M., Zeris,C., & Pavlovic,M.N. (2006). A new methodology for repairing and strengthening RC members in seismic regions. *Magazine of Concrete Research*, 58, 63-77.
- Lam,L., Teng,J.G., Cheung,C.H., & Xiao,Y. (2006). FRP-confined concrete under axial cyclic compression. *Cement & Concrete Composites*, 28, 949-958.
- L'Hemite, (1967). L'application des colles et resines dans la construction. *Annales l'institute technique*, n°239.
- Li G., Kidane S., Pang S., Helms J.E. & Stubblefield M.A. (2003). Investigation into FRP repaired RC columns. *Composite Structures*, 62, 83-89.
- Lu,Y.Q., & Kennedy,D.J.L. (1994). The Flexural Behavior of Concrete-Filled Hollow Structural Sections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 111-130.
- Maalej,M., & Leong,K.S. (2005). Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams. *Composites Science and Technology*, 65, 1148-1158.
- Maeda T., Asano Y., Sato Y., Ueda T., & Kakuta Y. (1997). A study on bond mechanism of carbon fiber sheet. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struc., Proc.*, 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute,Sapporo,1, 279-285.
- Malek,A.M., & Saadatmanesh,H. (1998). On the analysis and design of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 23, 167-182.
- Malek,A.M., & Saadatmanesh,H. (1998). Analytical study of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fiber reinforced plastic plates or fabrics. *Aci Structural Journal*, 95, 343-352.
- Malek,A.M., Saadatmanesh,H., & Ehsani,M.R. (1998). Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *Aci Structural Journal*, 95, 142-152.
- Malek,A.M., & Saadatmanesh,H. (1998). Ultimate shear capacity of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fiber-reinforced plastic plates. *Aci Structural Journal*, 95, 391-399.
- Mander,J.B., Priestley,M.J.N., & Park,R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 114, 1804-1826.
- Mander,J.B., Priestley,M.J.N., & Park,R. (1988). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 114, 1827-1849.
- Mander,J.B., Priestley,M.J.N., & Park,R. (1991). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete - Closure. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 117, 628-629.

- Meier U., Deuring M., Meier H., & Schwegler G., (1993). CFRP bonded sheets. *Fibre-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, edited by A. Nanni, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands.
- Meier U. (1995). Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, 6, 341-351.
- Mirmiran,A., & Shahawy,M. (1998). Behavior of concrete columns confined by fiber composites - Closure. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 124, 1095
- Mirmiran,A., Shahawy,M., Samaan M., & El Echary H. (1998). Effect of column parameters on FRP confined concrete. *Journal of Composites for Construction-Asce*, 4, 175-185.
- Morán-Cabré, F. (1994). Estimación de la seguridad residual en estructuras de hormigón con problemas patológicos. *Informes de la Construcción*, 46, 39-51.
- Mosallam,A.S., & Mosalam,K.M. (2003). Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates. *Construction and Building Materials*, 17, 43-54.
- Mosalm,K.M., & Mosallam,A.S. (2001). Nonlinear transient analysis of reinforced concrete slabs subjected to blast loading and retrofitted with CFRP composites. *Composites Part B-Engineering*, 32, 623-636.
- Navarrete B. (2003). Transferencia de carga en pilares de hormigón con encamisados del mismo material. Un estudio experimental. *Cuaderno INTEMAC n°50*.
- NBE-AE88 (1988). Acciones en la edificación. *Ministerio de Fomento. España*
- NCSE-94 (1994). Norma de construcción sismorresistente. *Ministerio de Fomento. España*
- NSR-98 (1988). Norma colombiana de diseño y construcción sismorresistente. Ley 400 de 1997, decreto 33 de 1998. *Asociación de Ingeniería Sísmica, Bogotá*.
- Oehlers,D.J. (2001). Development of design rules for retrofitting by adhesive bonding or bolting either FRP or steel plates to RC beams or slabs in bridges and buildings. *Composites Part A-Applied Science and Manufacturing*, 32, 1345-1355.
- Olofsson,U., & Holmgren,M. (1994). Friction Measurement at Low Sliding Speed Using A Servohydraulic Tension-Torsion Machine. *Experimental Mechanics*, 34, 202-207.
- Park,R., Priestley,M.J.N., & Gill,W.D. (1982). Ductility of Square-Confined Concrete Columns. *Journal of the Structural Division-Asce*, 108, 929-950.
- Parvin,A., & Wang,W. (2001). Behavior of FRP jacketed concrete columns under eccentric loading. *Journal of Composites for Construction*, 5, 146-152.
- Perera R., Recuero A., Diego A. & López C.. (2005). Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con encamisado prefabricado de material compuesto. *Hormigón y Acero n°235*, 43-52.

- Pham,H., & Al Mahaidi,R. (2004). Assessment of available prediction models for the strength of FRP retrofitted RC beams. *Composite Structures*, 66, 601-610.
- Pham,H., & Al Mahaidi,R. (2004). Experimental investigation into flexural retrofitting of reinforced concrete bridge beams using FRP composites. *Composite Structures*, 66, 617-625.
- Priestley, M.J., Verma, R. & Xiao Y. (1994). Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *Journal of Structures Engineering*, 120, 2310-2329.
- Purba,B.K., & Mufti,A.A. (1999). Investigation of the behavior of circular concrete columns reinforced with carbon fiber reinforced polymer (GFRP) jackets. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26, 590-596.
- Purba,B.K., & Mufti,A.A. (1999). Investigation of the behavior of circular concrete columns reinforced with carbon fiber reinforced polymer (GFRP) jackets. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26, 590-596.
- Rabinovitch,O., & Frostig,Y. (2001). High-order approach for the control of edge stresses in RC beams strengthened with FRP strips. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 127, 799-809.
- Rabinovitch,O., & Frostig,K. (2001). Delamination failure of RC beams strengthened with FRP strips a closed-form high-order and fracture mechanics approach. *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 127, 852-861.
- Rabinovitch,O., & Frostig,Y. (2002). High-order behavior of fully bonded and delaminated circular sandwich plates with laminated face sheets and a "soft" core. *International Journal of Solids and Structures*, 39, 3057-3077.
- Rabinovitch,O., & Frostig,Y. (2002). High-order behavior of fully bonded and delaminated circular sandwich plates with laminated face sheets and a "soft" core. *International Journal of Solids and Structures*, 39, 3057-3077.
- Rabinovitch,O., & Frostig,Y. (2003). Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened with CFRP composites. *Composites Part B-Engineering*, 34, 663-677.
- Rabinovitch,O., & Frostig,Y. (2006). Fracture mechanics approach to geometrically nonlinear debonding problems in RC beams strengthened with composite materials. *Advances in Structural Engineering*, 9, 765-777.
- Ramírez, J.L., & Bárcena, J.M. (1975). Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes. *Informes de la construcción* 272, 89-98.
- Ramírez, J.L., Bárcena, J.M., & Feijó, J.M.(1977). Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado. *Informes de la construcción* 290, 57-68.
- Ramírez, J.L., (1996). Ten concrete column repair methods. *Construction and Building Materials* 10, 195-202.

- Ramírez, J.L., Bárcena, J.M., Urreta, J.I. & Sánchez J.A., (1997). Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns. *Construction and Building Materials 11*, 345-352.
- Ramos,G., Casas,J.R., & Alarcon,A. (2006). Normalized test for prediction of debonding failure in concrete elements strengthened with CFRP. *Journal of Composites for Construction, 10*, 509-519.
- Regalado, F. (1999). Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación. *Biblioteca Técnica de CYPE ingenieros*, ISBN 84-930696-3-9.
- Richard, F., Brandtzaeg, A., & Brown R.L. (1929). The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. *Urbane University of Illinois. Engineering Experiment Station Bulletin, n° 190*.
- Río Bueno A., (1987). Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación. *Tesis Doctoral de la Universidad Politécnica de Madrid*.
- Río Bueno A., & Ortiz Herrera J. (1991). Rehabilitación de estructuras de hormigón. Madrid, ISBN 84-7878-035-1.
- Rodriguez,M., & Park,R. (1991). Repair and Strengthening of Reinforced Concrete buildings for earthquake resistance. *Earthquake Spectra, 7*, 439-459.
- Rodriguez,M., & Park,R. (1994). Seismic Load Tests on Reinforced-Concrete Columns Strengthened by Jacketing. *Aci Structural Journal, 91*, 150-159.
- Saafi,M., Toutanji,H.A., & Li,Z.J. (1999). Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes. *Aci Materials Journal, 96*, 500-509.
- Samaan,M., Mirmiran,A., & Shahawy,M. (1998). Model of concrete confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering-Asce, 124*, 1025-1031.
- Saatcioglu,M., & Razvi,S.R. (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce, 118*, 1590-1607.
- Sheikh,S.A., & Uzumeri,S.M. (1980). Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. *Journal of the Structural Division-Asce, 106*, 1079-1102.
- Sheikh, S.A. (1982). A comparative study of confinement models. *Aci Journal, 79*, 296-306.
- Sheikh,S.A., & Uzumeri,S.M. (1982). Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. *Journal of the Structural Division-Asce, 108*, 2703-2722.
- Sheikh,S.A., & Uzumeri,S.M. (1983). Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns - Closure. *Journal of Structural Engineering-Asce, 109*, 2952-2954.
- Sheikh,S.A., & Khoury,S.S. (1993). Confined Concrete Columns with Stubs. *Aci Structural Journal, 90*, 414-431.

- Sheikh,S.A., & Khoury,S.S. (1997). A performance-based approach for the design of confining steel in tied columns. *Aci Structural Journal*, 94, 421-431.
- Sirvent Casanova, I. (1997). Tecnología y terapéutica del hormigón armado. *Instituto Técnico de la construcción* ISBN 84-923016-1-9.
- Smith,S.T., & Teng,J.G. (2002). FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models. *Engineering Structures*, 24, 385-395.
- Smith,S.T., & Teng,J.G. (2002). FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models. *Engineering Structures*, 24, 397-417.
- Sobrino J. & Gómez M.D. (1998). Refuerzo de las estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibra de carbono. Aplicación al puente del Dragó, Barcelona. *Hormigón y Acero* 201, 55-72.
- Sugano, S. (1981). Seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan. *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering* 14, 209-222.
- Takiguchi,K., & Abdullah. (2001). Shear strengthening of reinforced concrete columns using ferrocement jacket. *Aci Structural Journal*, 98, 696-704.
- Täljsten, B., (1994). Plate bonding: Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics. *Doctoral thesis, Lulea University of Technology, Sweden*.
- Täljsten, B., (1997). Strengthening of beams by plate bonding. *Journal of Mateials in Civil Engineering* 9, 206-212.
- Tanaka, T., (1996). Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement. *Graduation Thesis, Hokkaido University, Japan*.
- Teng,J.G., Zhang,J.W., & Smith,S.T. (2002). Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study. *Construction and Building Materials*, 16, 1-14.
- Teng,J.G., Chen,J.F., Smith,S.T., & Lam,L. (2003). Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 156, 51-62.
- The Concrete Society (2003). Strengthening concrete structures using fibre composite materials: acceptance, inspection and monitoring. *Technical Report n° 57*.
- Theodorakopoulos,D.D., & Swamy,N. (1993). Contribution of Steel Fibers to the Strength Characteristics of Lightweight Concrete Slab-Column Connections Failing in Punching Shear. *Aci Structural Journal*, 90, 342-355.
- Toutanji,H., & Saafi,M. (1999). Performance of concrete beams prestressed with aramid fiber-reinforced polymer tendons. *Composite Structures*, 44, 63-70.

- Toutanji,H.A. (1999). Durability characteristics of concrete columns confined with advanced composite materials. *Composite Structures*, 44, 155-161.
- Toutanji,H.A. (1999). Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. *ACI Materials Journal*, 96, 397-404.
- Uy,B. (2002). Strength of reinforced concrete columns bonded with external steel plates. *Magazine of Concrete Research*, 54, 61-76.
- Van Gemert, D. (1980). Force transfer in epoxy-bonded steel-concrete joints. *Int. Journal Adhesion and Adhesives*, 1, 67-72.
- Valcuende, M.O. (1994). Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio. *Tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Valencia*.
- Wang,Y.C., & Restrepo,J.I. (2001). Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets. *Aci Structural Journal*, 98, 377-385.
- Wu,Y.F., Griffith M.C., & Oehlers,D.J. (2003). Improving the strength and ductility of rectangular reinforced concrete columns through composite partial interaction: test. *Journal of Structural Engineering*, 129, 1183-1190.
- Wu,Y.F., Liu,T., & Oehlers,D.J. (2006). Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing. *Advances in Structural Engineering*, 9, 507-533.
- Xiao,Y., & Wu,H. (2003). Compressive behavior of concrete confined by various types of FRP composite jackets. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 22, 1187-1201.
- Xiao,Y., & Wu,H. (2005). Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets by Yan Xiao and Hui Wu - Closure. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 131, 365-366.
- Yao, S., Geiker, M., & Faber M. (1999). Effective assessment of repairs. *Concrete International*, 21, 46-48.
- Yong,Y.K., Nour,M.G., & Nawy,E.G. (1988). Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete Under Axial Loads. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 114, 332-351.
- Yazzar, S. (2000). Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos fabricados con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión: estudio de la dosificación del hormigón, la influencia del confinamiento en su ductilidad y comprobación experimental sobre elementos de verdadera magnitud. *Tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Valencia*.

ANEJOS

ANEJO 1. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN DE LOS PILARES ENSAYADOS.

a) Hormigón de la primera fase de ensayos.

El hormigón utilizado en la fabricación de soportes ensayados en la primera fase del presente trabajo de investigación, se fabricó en el laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH).

A pesar de utilizar en todos los casos amasadas de 500 litros con la misma dosificación del hormigón aparecen pequeñas diferencias en cuanto a los valores de resistencia a compresión.

a.1. Dosificación del hormigón.

La dosificación de hormigón para 1m³ ha sido:

Grava 20/40	562 Kg.
Gravilla 10/20	427 Kg.
Gravilla 5/10	270 Kg.
Arena	830 Kg.
CEM II-32,5	200 Kg.
Agua	155 l.

Se hicieron un total de 10 amasadas, una por cada pilar ejecutado con los siguientes resultados:

a.2. Resistencia a compresión y consistencia del hormigón.

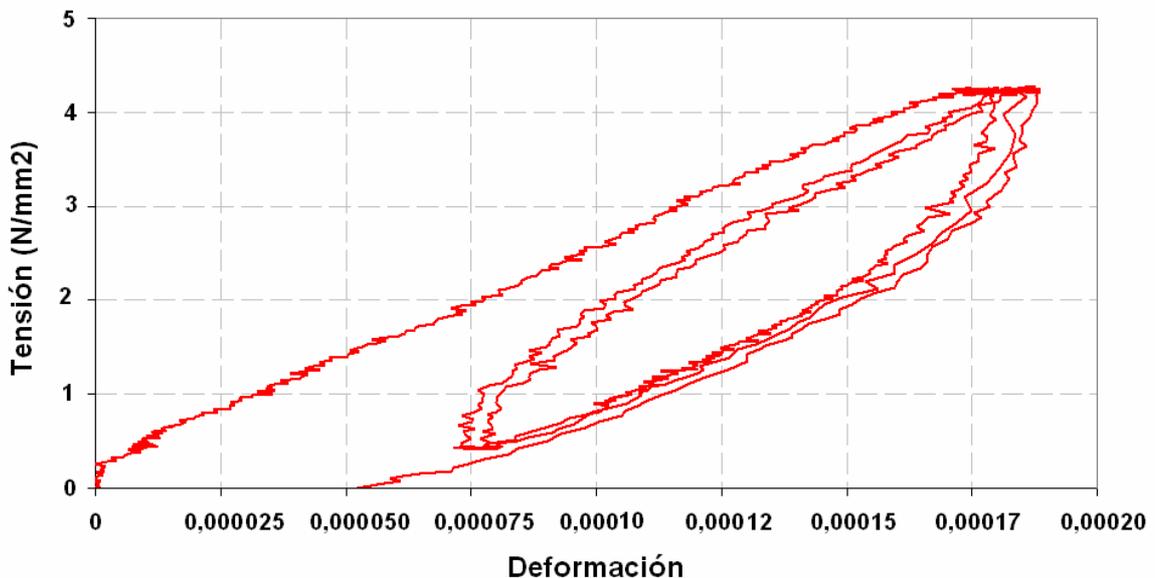
		AMASADA 1	AMASADA 2	AMASADA 3	AMASADA 4	AMASADA 5	AMASADA 6	AMASADA 7	AMASADA 8	AMASADA 9	AMASADA 10
Fecha de fabricación		1 de julio de 2003		7 de julio de 2003			8 de julio de 2003			10 de julio de 2003	
Humedad de la arena		4,3 %		2,5 %			4,2 %			6,8 %	
Resistencia a compresión (MPa)	7 días	8	8	10,5	7,6	11,7	8,5	8,9	8,3	10,1	9,4
	28 días	12	11,8	13,8	11	13,4	11,4	10,8	11	12,7	13
	Fecha de la precarga	26/08/03	28/08/03	03/09/03	12/09/03	04/09/03	01/10/03	13/10/03	15/09/03	16/10/03	20/10/03
		13,6	12,8	15,3	12	15,1	12,2	12,3	12	14,5	15
Consistencia (cm.)		6	7	4	6	5	6	7	8	5	6
Espécimen		HA-12X	HA-12Y	ADy	BDx	ADx	ACx	ACy	BDy	BCx	BCy

a.3. Módulo de elasticidad del hormigón.

Se determinó el módulo de elasticidad en compresión de un hormigón fabricado en la primera fase de ensayos con una resistencia de 12 N/mm², según la norma UNE 83316, obteniéndose el siguiente gráfico tensión-deformación y a partir de él el valor del módulo de elasticidad.

$$E = \frac{4,3 - 0,05}{0,000185 - 0,00001} = 24286 \text{ N/mm}^2$$

Módulo de elasticidad del hormigón



b) Hormigón de la segunda fase de ensayos.

El hormigón utilizado en la fabricación de soportes ensayados en la segunda fase del presente trabajo de investigación, fue suministrado por una planta de hormigón preparado, tras diversas pruebas para conseguir un hormigón con las características deseadas.

Debido a la experiencia conseguida tras la realización de la primera fase de ensayos, se fabricaron los especímenes con hormigón de distintas calidades. El tramo de soporte que es dónde se centra el estudio estaba elaborado con hormigón de baja resistencia con la dosificación que se presenta en el siguiente apartado. Este fué el hormigón suministrado

por la central. Sin embargo, y para evitar los problemas aparecidos en la primera fase de ensayos (se tuvieron que reforzar todas las cabezas, para impedir la rotura de ésta previa al agotamiento del tramo de soporte) las cabezas de los especimenes, se fabricaron con hormigón de alta resistencia (en torno a 55 MPa)

Todos los tramos de pilar que forman los especimenes de la segunda fase de ensayos, fueron hormigonados el mismo día, con material procedente de la misma amasada para garantizar su homogeneidad.

b.1. Dosificación del hormigón.

La dosificación de hormigón para 1m³ ha sido:

Gravilla 10/25	875 Kg.
Gravilla 6/12	225 Kg.
Arena	950 Kg.
CEM II-32,5	150 Kg.
Agua	177 l.

b.2. Resistencia a compresión y consistencia del hormigón.

Fecha de fabricación		29 de marzo de 2004
Resistencia a compresión (MPa)	7 días	4,4
	28 días	8,3
Consistencia		10

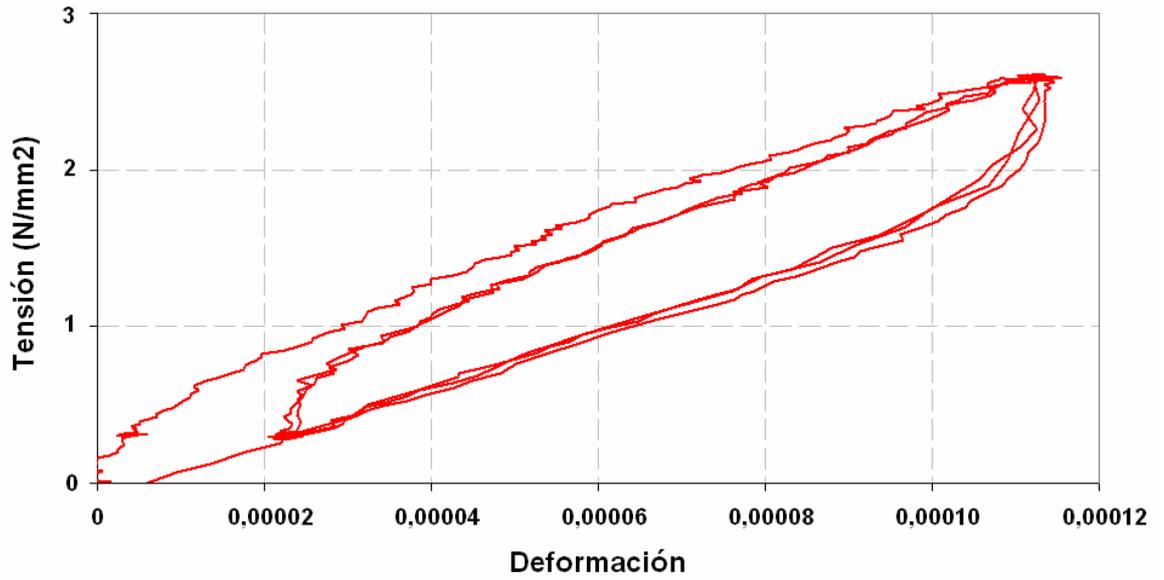
b.3. Módulo de elasticidad del hormigón.

Se determinó el módulo de elasticidad en compresión del hormigón empleado en la segunda fase de ensayos con una resistencia de 8 N/mm², según la norma UNE 83316, obteniéndose el siguiente gráfico tensión-deformación y a partir de él el valor del módulo de elasticidad.

$$E = \frac{2,5 - 0,05}{0,000117 - 0,000005} = 21875 \text{ N/mm}^2$$

Cómo era de esperar es ligeramente inferior al anterior, al tratarse de un hormigón con menor resistencia a compresión.

Módulo de elasticidad del hormigón



ANEJO 2. CÁLCULO DEL SOPORTE Y SU REFUERZO.

a) Cálculo del soporte de hormigón a ensayar.

En el presente anejo se va a justificar las dimensiones y características de los pilares de hormigón armado que posteriormente se someterán a cargas de aproximadamente el 65% de su carga última y posteriormente se reforzarán con angulares y presillas metálicas.

Para el cálculo de los elementos a ensayar se ha supuesto que se tenía en servicio un hormigón de 12 MPa de resistencia característica.

a.1. Cálculo de la armadura.

Ármadura longitudinal.

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales en compresión A'_{s1} y A'_{s2} deberán cumplir las limitaciones siguientes según artículo 42.3.3 y 42.3.5 de EHE.

- a) $A'_{s} f_{yc,d} \geq 0,05 N_d$ [1]
- b) $A'_{s} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$ [2]
- c) Cuantía geométrica mínima $A_s > 4 \text{‰} A_c$ [3]

Tras comprobar distintas barras de acero corrugado B400S, se comprueba que las barras de 12 mm. de diámetro cumplen las limitaciones anteriores.

$$A_c (\text{de } 1 \text{ } \varnothing 12) = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \times 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2 = A_c$$

Según [3] $A_s > 3,6 \text{ cm}^2$

Se cumple [2] $4,52 \times 4000 \leq 0,5 \times \frac{120}{1,5} \times 30 \times 30$ luego $18080 \leq 36000$

Y según [1] $361600 \geq N_d \rightarrow$ Máximo esfuerzo en compresión (mayorado)

Por lo que la armadura principal estará compuesta por 4 barras de 12 mm de diámetro.

Estribos. (art. 42.3.1 EHE)

- a) Separación de los estribos: $st \leq 15 \varnothing_{\min} = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$
Además, $st < \min(b, h)$ y $st < 30 \text{ cm}$.
- b) $\varnothing_t \geq \frac{1}{4} \varnothing_{\max} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm}$.

Se colocarán estribos de 6 mm. de diámetro cada 18 cm.

El recubrimiento de las armaduras según el artículo 37.2.4 de la EHE deberá ser igual o superior al diámetro de la barra de la armadura principal y 0,8 veces el tamaño máximo del árido. Por lo que se tendrán recubrimientos de 30 mm. de espesor.

a.2. Comprobación de la esbeltez del soporte.

Si se pretende obviar el pandeo local y los efectos de segundo orden, la esbeltez mecánica debe ser inferior a 35, lo que equivale a una esbeltez geométrica menor que 10.

$$\lambda < 35$$

$$\lambda = \frac{\beta H}{h} \sqrt{12} = \frac{\beta \cdot 250}{30} \sqrt{12} = 28,9\beta$$

siendo $\beta=1$ ó $\beta=0,5$.

En cualquier caso $\lambda < 35$, por lo que se pueden obviar los efectos de segundo orden.

a.3. Comprobación de la excentricidad provocada por el peso propio del pilar.

Como se ve en el trabajo de investigación al que pertenece el presente anejo, los ensayos de laboratorio se han realizado colocando el pilar de hormigón en el interior del marco de acero en posición horizontal.

Para poder hacer estos ensayos en posición horizontal sin que esto afecte al resultado, es necesario evaluar la excentricidad máxima y considerar la necesidad de tenerla en cuenta o despreciarla.

Si se considera el peso específico del hormigón armado como $\gamma_h=2,5 \text{ Tn/m}^3$.

El volumen del tramo de pilar : $V_h = 2,5 \times 0,3 \times 0,3 = 0,225 \text{ m}^3$

El peso propio del soporte de hormigón será: $\text{Peso} = 2,5 \times 0,225 = 0,562 \text{ Tn} = 5,52 \text{ kN}$.

Se puede considerar el peso propio del pilar de hormigón como una carga uniformemente repartida en toda su longitud, de:

$$\text{Peso por unidad de longitud} = \frac{5,52}{2500} = 0,0022 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} = 2,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Esta carga creará un momento máximo igual a:

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{2,2 \cdot 2500^2}{8} = 1719 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Si definimos excentricidad como $e = \frac{M}{N}$, y consideramos N el valor máximo del axil que soporta el pilar de hormigón y que se obtiene experimentalmente al romper los pilares testigo, se tiene que:

$$e = \frac{1719}{1373} = 1,25 \text{ mm.}$$

Por lo tanto se puede considerar la excentricidad como despreciable.

b) Características del acero del refuerzo

A continuación se van a mostrar datos relativos al acero del refuerzo. El tipo de angulares utilizados como parte principal del refuerzo fueron perfiles L 80.8. Esta elección se debió principalmente a su habitual utilización en obra. Por ello en el siguiente apartado se estima el incremento de axil que va a poder soportar el pilar debido únicamente a la resistencia a compresión que tiene este elemento.

Posteriormente se presentarán los cálculos realizados para estimar las dimensiones mínimas de las presillas así como la soldadura necesaria.

b.1. Incremento de axil proporcionado por el refuerzo.

Tras el estudio de la manera habitual de realizar los refuerzos en obra se constata que la mayoría de estas intervenciones se construyen con angulares L80.8 en las esquinas de los soportes de hormigón armado. Posteriormente estos angulares adheridos al hormigón se unen entre sí con presillas metálicas soldadas. Las dimensiones de las presillas en la primera fase de ensayos son 270x160x8 (la obtención de las dimensiones mínimas de las presillas, se encuentra en el siguiente apartado).

Para este tipo de refuerzo se va a estimar el incremento de resistencia a compresión en el tramo de pilar sin tener en cuenta los efectos de zunchado.

$$\Delta N_u = A_r \cdot f_r = 4 \times 12,3 \times 2100 = 103320 \text{ Kg.}$$

En general se recomienda que se suponga una eficacia del refuerzo del 60% por lo que el soporte de hormigón armado que ha sido reforzado tendrá un axil de agotamiento último de:

$$N_u = 0,85 \times A_c \times \frac{f_{ck}}{1,5} + 4 \times A_s \times \frac{f_{sk}}{1,15} + 60\% \cdot A_r \cdot f_r =$$

$$N_u = 0,85 \times 30 \times 30 \times \frac{120}{1,5} + 4 \times 1,13 \times \frac{4100}{1,15} + 0,6 \times 103320 = 139306 \text{ Kg.}$$

b.2. Dimensiones y situación de las presillas.

Para el dimensionado y la disposición de presillas a lo largo del soporte se ha seguido la norma EA-95, considerando que se está en el caso de unión de 4 angulares mediante presillas metálicas para conformar una pieza compuesta (art. 3.2.1.2).

Las características de los angulares L80.8 según la EA-95 son:

$$A=12,30 \text{ cm}^2 \quad I_x=72,2 \text{ cm}^4 \text{ y el radio de giro mínimo } i_\eta=1,56 \text{ cm}$$

Separación de presillas.

Según el artículo 3.2.1.3 de la EA-95 la separación entre ejes de presilla debe cumplir las condiciones:

- El número de tramos en que se divida la pieza será igual o mayor que 3. Siempre que sea posible, la longitud l_1 de cada uno de los tramos será constante a lo largo de toda la pieza.
- La longitud de todo tramo cumplirá la condición:

$$l_1 \leq 50i_\eta \quad \text{dónde } i_\eta \text{ es el radio de giro mínimo de la pieza simple considerada.}$$

Figura 3.2.1.2.A de la EA pag 114

En el caso que nos ocupa $i_\eta=1,56$, luego la separación máxima debe ser inferior a 78 cm.

En la primera fase de ensayos se decide colocar las presillas con una separación entre ejes (l_1) de 61,5 cm.

Dimensiones de las presillas.

Los enlaces de las piezas compuestas sometidas a compresión centrada se dimensionarán para resistir las sollicitaciones que en ellos provoca un esfuerzo cortante ideal ponderado T_i^* , cuyo valor viene dado por la expresión:

$$T_i^* = A \frac{\sigma_u}{80} \eta$$

siendo σ_u la resistencia de cálculo según, $\sigma_u = \frac{\sigma_e}{\gamma_a}$ dónde $\gamma_a = 1$ para los aceros con límite elástico mínimo garantizado.

Por todo ello $\sigma_u = 2600 \text{ Kg/cm}^2$.

$$A = 12.3 \times 4 = 49,2 \text{ cm}^2.$$

$$\eta = 1$$

$$T_i^* = 49,2 \frac{2600}{80} = 1599 \text{ Kg.}$$

Este esfuerzo cortante origina en las presillas una sollicitación de flexión, con esfuerzo cortante T_p^* y momento flector M_p^* y cuyos valores son:

$$T_p^* = T_i^* \frac{l_1}{ns} = 1599 \times \frac{61,5}{2 \times 26,5} = 1855,4 \text{ Kg.}$$

$$M_p^* = T_i^* \frac{l_1}{2n} = 1599 \times \frac{61,5}{2 \times 2} = 24584,6 \text{ Kg.cm}$$

Fig 3.2.8.1 de EA

Suponiendo dimensiones de las presillas de 270x160x8 mm, y suponiendo que se encuentran empotradas en la unión, se debe cumplir:

$$\sigma_{presilla}^* = \frac{6 \times M_p^*}{t \times h_p^2} = \frac{6 \times 24584,6}{0,8 \times 16^2} = 720,25 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_u$$

y

$$\tau_{máxima}^* = \frac{T_p^*}{t \times h_p} = \frac{1588,4}{0,8 \times 16} = 124,09 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 1501,11$$

En el caso del refuerzo utilizado, se cumple.

ANEJO 3. DATOS DIRECTOS DE LOS ENSAYOS.

Debido a la extensión de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, el presente anejo se acompaña en formato CD-R.

ANEJO 4. CÁLCULO DEL AXIL ÚLTIMO TEÓRICO.

A continuación se presentan los resultados obtenidos al calcular el axil último teórico que corresponde a cada uno de los pilares ensayados suponiendo distintos mecanismos de rotura que provocan el agotamiento del soporte, así como el axil último obtenido experimentalmente.

Ha sido necesario evaluar el valor de coeficiente k obtenido en el capítulo 6 del presente trabajo de investigación, según:

$$k = \frac{\mu \cdot 4 \cdot \nu_h}{b \cdot \left[1 + \nu_h + \frac{b \cdot E_h}{2 \cdot e_s \cdot E_s} \right]}$$

donde:

- μ coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el acero
- ν_h coeficiente de Poisson del hormigón
- b ancho de la sección del pilar de hormigón
- E_h módulo de elasticidad del hormigón, según el código modelo
- E_s módulo de elasticidad del hormigón obtenido experimentalmente
- e_s espesor de la presilla

Y los valores obtenidos para hormigones de distintas resistencias y valores diferentes del coeficiente de rozamiento son:

μ $f_{\text{hormigón}}$	$\mu = 0,2$	$\mu = 0,3$	$\mu = 0,6$
8 N/mm ²	0,0002052	0,0003078	0,0006157
12 N/mm ²	0,0001865	0,0002798	0,0005596
15 N/mm ²	0,0001767	0,0002651	0,0005301

Con estos valores del coeficiente k, se han obtenido los axiles teóricos que se muestran en el presente anejo.

ANEJO 5. LÍMITE DE CARGA EN SOPORTES REFORZADOS CON CINCO PRESILLAS Y CAPITEL.

Para evaluar el límite de carga de que soportan los angulares de los soportes reforzados con cinco presillas y con capitel, José M. Adam (Adam et al. 2007) miembro del equipo de investigación, ha desarrolla un modelo en ANSYS en el que se observa tanto el efecto como la carga que es transmitida a los angulares. Se ha simulado el comportamiento de un octavo del espécimen debido a su simetría.

En este modelo se puede apreciar el efecto local de abolladura en el ala de los angulares, especialmente y a menores cargas, en los soportes en que debajo del capitel se eliminó la presilla (BD). Esta rotura local limita la carga que puede transmitirse al angular y prácticamente elimina el efecto de confinamiento.

El modelo numérico únicamente se ha desarrollado para los especímenes que se someten a rotura tras reforzarse, y en los que el refuerzo se ha ejecutado tras descargar el soporte de hormigón armado de la precarga inicial (soportes BD y MEBD).

A continuación se muestran los resultados en cuanto a nivel de tensión soportado por el angular, para distintos acortamientos de la jaula de acero. A la derecha aparece el espécimen en el que no se coloca presilla debajo del capitel (BD) y a la izquierda los especímenes en que se coloca la presilla debajo del capitel (MEBD).

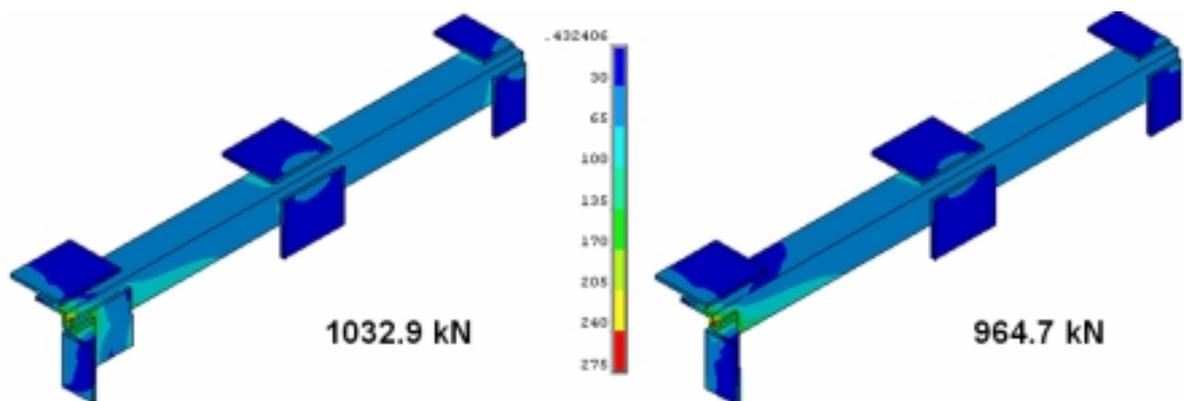


Fig an5-1. Tensiones en angulares para un acortamiento de la jaula de 1 mm. Escala en MPa.

Se aprecia que para acortamientos de 2 mm. (Fig an5-2) empiezan a aparecer tensiones correspondientes a la plastificación del acero en las proximidades del capitel y este efecto es más acusado para acortamientos de 3 mm.(Fig an5-3)

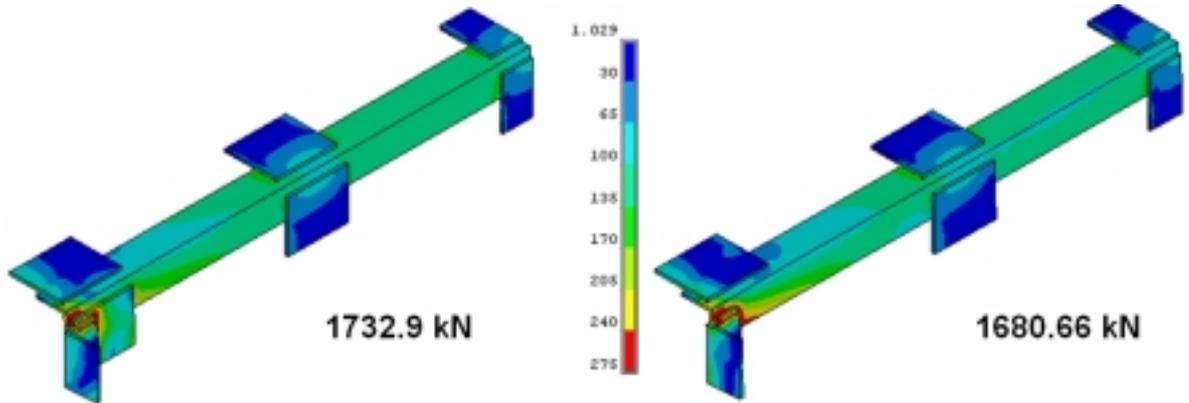


Fig an5-2. Tensiones en angulares para un acortamiento de la jaula de 2 mm. Escala en MPa

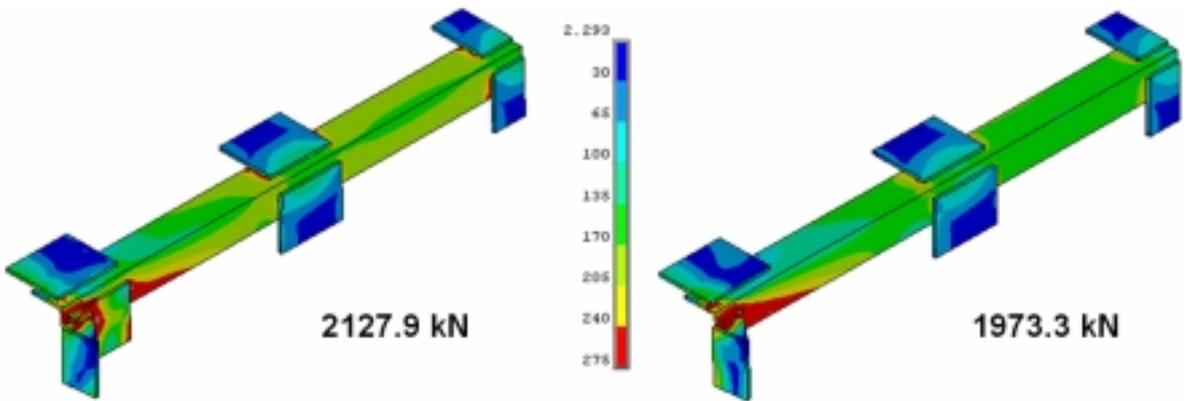


Fig an5-3. Tensiones en angulares para un acortamiento de la jaula de 3 mm. Escala en MPa

En la figura an5-4, se presenta la curva fuerza-desplazamiento para los especímenes MEBD (B0) y BD (B-sP).

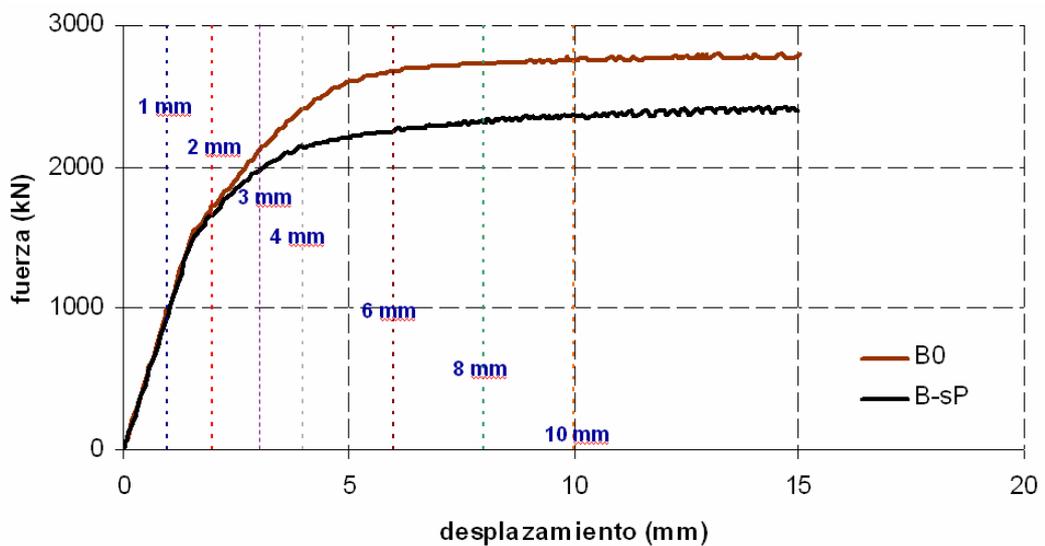


Fig an5-4. Curva fuerza-desplazamiento para B0 y B-sP. Nivel de acortamiento en el que se evalúa el nivel de plastificación de los elementos que forman el refuerzo

A la vista de la curva fuerza-desplazamiento, parece clave el momento en que el acortamiento varía entre 2 y 4 mm

De todo lo anterior se puede concluir que en la zona de los angulares anexa al capitel, se produce la plastificación localizada de los angulares (para ambas probetas). A la vista de las curvas fuerza-desplazamiento, en el momento en que empiezan a plastificar los angulares, la probeta B0 (especímenes MEBD) es más rígida, y por lo tanto, permite una transmisión de axil al tramo interior de angular (entre presillas 2 y 3). Esto no ocurre en el caso de B-sP (especímenes BD), donde la transmisión relativa de axiles hormigón/acero es menor.

Se incluye a continuación, un gráfico del reparto relativo de axiles para B0 (MEBD) y B-sP (BD), para un nivel de carga del 50 y 100 % de la carga última de cada probeta (P_{MEF}).

Además, se representa también la tensión del hormigón en el momento de la rotura. Desde luego que, el confinamiento prácticamente no interviene, por lo que la única explicación, radica en algún efecto localizado, que hace perder una cierta rigidez en el primer tramo de angulares. Dicha pérdida de rigidez sería menor en el caso de B0 (MEBD), donde se tiene la contribución de la presilla adicional.

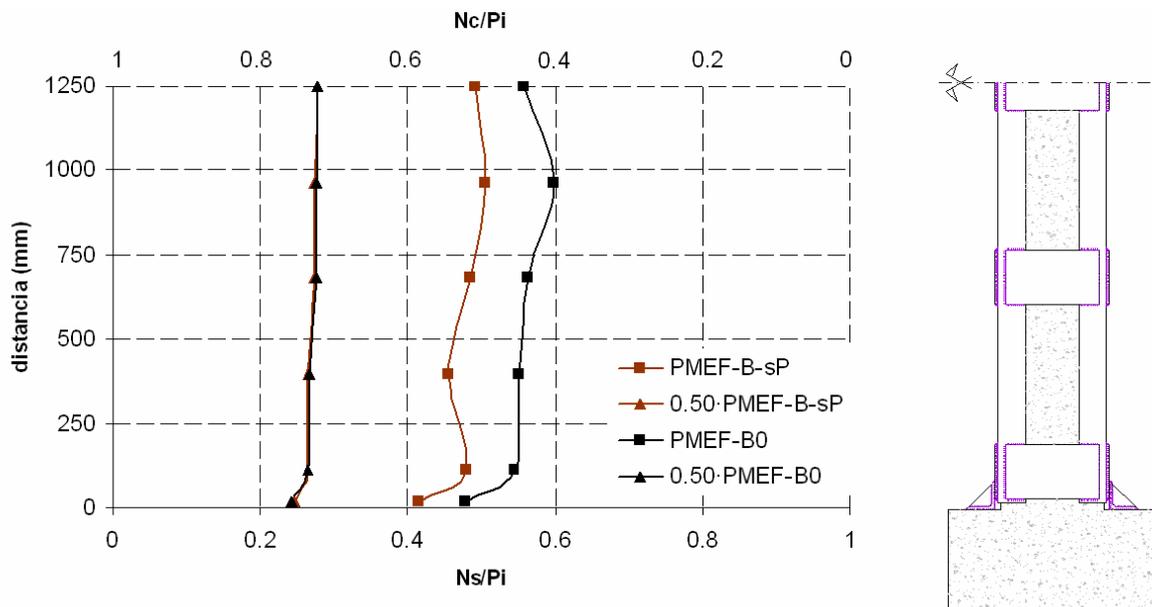


Fig an5-5. Reparto de carga entre el refuerzo (N_s) y el soporte de HA (N_c), relativos a la carga aplicada (P_i). Carga aplicada del 50 y 100% de la carga última de cada una de las probetas

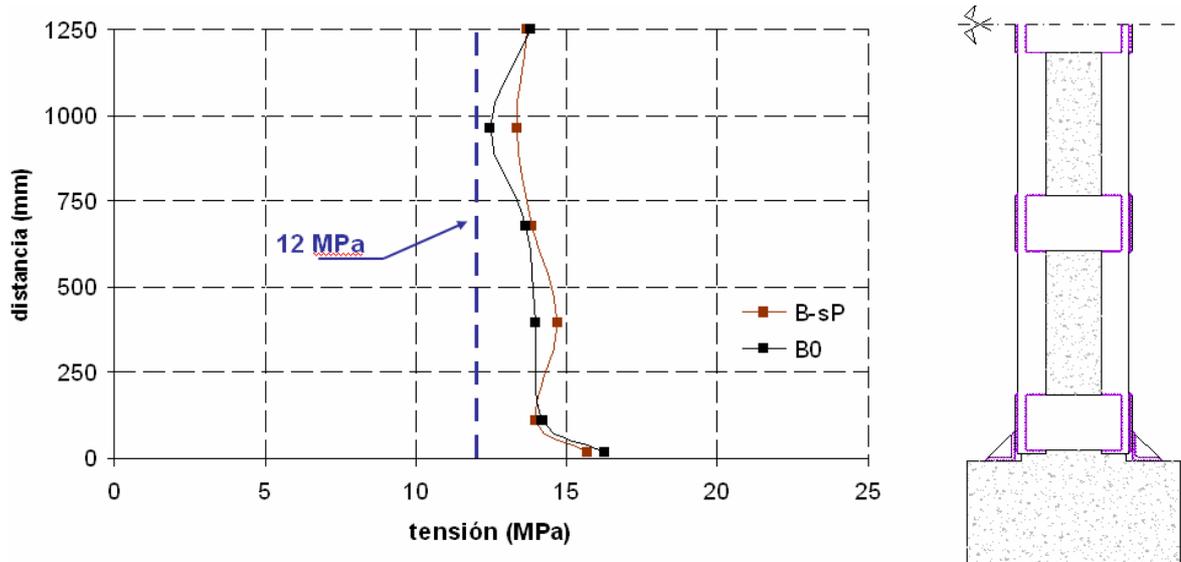
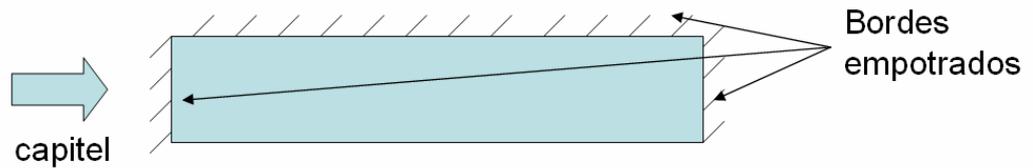


Fig an5-6. Tensão de compressão do hormigão no momento da rotura. É similar para ambas probetas

A continuação se representa o ala do angular sobre o qual descansa o capitel.

B0 (com presilla debaixo do capitel, MEBD)



B-sP (sem presilla debaixo do capitel, BD)

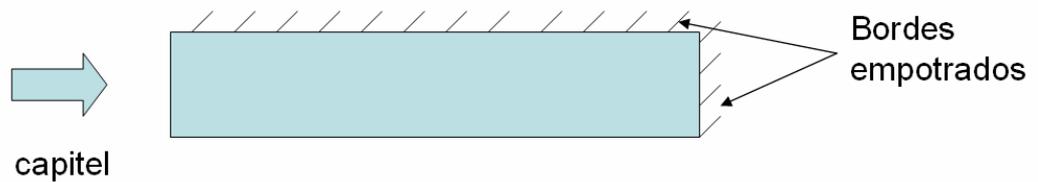


Fig an5-7. Modelo simplificado que pretende explicar a perda de rigidez deste tramo, uma vez começa a plastificar o aço

