

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS PERNOS CONECTORES CON UN RATIO $H_{EF} / \emptyset > 4,5$ FRENTE A ESFUERZOS CÍCLICOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN HORIZONTAL MEDIANTE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO EMBEBIDOS EN PÓRTICOS METÁLICOS

Por:

JOSÉ RAIMUNDO RAMADA CALAFORRA

MAYO 2014

Autor / Author: JOSÉ RAIMUNDO RAMADA CALAFORRA		Fecha / Date: MAYO 2014
Título / Title Evaluación de la resistencia de los pernos conectores con un ratio $h_{ef} / \emptyset > 4,5$ frente a esfuerzos cíclicos para el diseño de sistemas de rigidización horizontal mediante muros de hormigón armado embebidos en pórticos metálicos		
Director del trabajo / Supervisor: Dr. Luis Pallarés Rubio	Código / Code: CST	Nº páginas / Pages: 305
Departamento / Departament: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL.		
Universidad / University: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA		 UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA
Palabras clave / Keywords: Perno conector, esfuerzo cíclico, esfuerzo de corte, fallo por <i>pryout</i> , fallo del acero.		
Código Unesco: 330505, 330521, 330533, 331208, 331209, 331212		

Índice

1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Sistemas de rigidización horizontal	13
1.1.1. Estructuras metálicas	14
1.1.2. Estructuras de hormigón	16
1.1.3. Estructuras mixtas	18
1.2 Tipos de Anclajes	20
1.2.1. Anclajes pre-instalados	22
1.2.2. Anclajes post-instalados	23
1.3. Anclaje de estudio: pernos conectores	27
1.4. Comportamiento de los pernos	30
1.4.1. Métodos de cálculo de anclajes	31
1.4.2. Modos de fallo	33
1.4.3. Comportamiento de los anclajes en hormigones no fisurados	38
1.4.4. Comportamiento de los anclajes en hormigones fisurados	41
1.5. Investigaciones de anclajes bajo cargas monotónicas de corte	42
1.6. Investigación de anclajes bajo cargas cíclicas	54
1.6.1. Cargas cíclicas de tracción	54
1.6.2. Cargas cíclicas de corte	58
1.6.3. Cargas cíclicas combinadas de tracción y corte	66
1.7. Estándares normativos para anclajes	70
1.7.1. Códigos de diseño frente a acciones sísmicas	71
1.7.2. Pruebas de calificación sísmica y criterios de evaluación	72
1.7.3. Directrices actuales de diseño frente a acciones sísmicas	74
2. OBJETIVOS	75

3. METODOLOGÍA - Campaña experimental	77
3.1. Diseño del ensayo. Elementos para la realización del ensayo	77
3.2. Variables. Probetas.	85
3.2.1. Ubicación de los pernos en el perfil metálico	86
3.2.2. Dimensiones de la pieza de ensayo	89
3.2.3. Obtención de los esfuerzos de dimensionamiento	89
3.2.4. Cálculo del armado	92
3.2.5. Caracterización de los materiales	95
3.2.6. Procedimiento de ensayo	97
4. RESULTADOS	115
4.1. Disposición PI (Perno Individual)	119
4.2. Disposición PPSEG (Pernos Paralelos Sin Efectos de Grupo)	128
4.3. Disposición PPEG (Pernos Paralelos con Efectos de Grupo)	138
4.4. Disposición POEG (Pernos Ortogonales con Efectos de Grupo)	146
4.5. Resumen de resultados	155
5. CONCLUSIONES	159
6. Bibliografía	161
7. ANEJOS	169
Anejo 1: Pórtico de ensayo	169
Anejo 2: Cálculo de esfuerzos de dimensionamiento	181
Anejo 3: Fichas Técnicas	193

Figuras

<i>Figura 1. Acciones que actúan sobre un anclaje bajo cargas sísmicas (Hoehler 2006) (1).</i>	11
<i>Figura 2. Tipos de fuerzas: (a) cuasi-estática, (b) pulsante, (c) dinámica (Ammann 1991) (2).</i>	12
<i>Figura 3. Sistemas resistentes según la acción aplicada.</i>	13
<i>Figura 4. Respuesta del pórtico rígido frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).</i>	14
<i>Figura 5. Respuesta del pórtico arriostrado frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).</i>	14
<i>Figura 6. Trayectoria de las cargas en un sistema de entramados (Taranath 1998) (7).</i>	15
<i>Figura 7. a) Entramado en cinturón con núcleo central y columnas estabilizadoras, b) Respuesta del pórtico arriostrado frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).</i>	15
<i>Figura 8. Sistema tubular arriostrado (Taranath 1998) (7).</i>	17
<i>Figura 9. Columnas mixtas (Taranath 1998) (7).</i>	19
<i>Figura 10. Muro de rigidización de hormigón armado en una estructura metálica y detalles típicos de refuerzo para pernos conectores sometidos a tracción (AISC 2010) (9).</i>	20
<i>Figura 11. Mecanismos de transferencia de carga de los anclajes (Hoehler 2006) (1).</i>	21
<i>Figura 12. Anclajes pre-instalados (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	22
<i>Figura 13. Configuraciones de instalación (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	23
<i>Figura 14. Anclajes de expansión mecánica (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	25
<i>Figura 15. Anclajes rebajados (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	26
<i>Figura 16. Anclaje de tornillo (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	25
<i>Figura 17. Anclajes químicos (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	26
<i>Figura 18. Anclajes de techo (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	26
<i>Figura 19. Anclajes de plástico (Eligehausen et al. 2006) (10).</i>	25
<i>Figura 20. Dimensiones de un perno conector.</i>	28
<i>Figura 21. Fases de soldeo (DOBRA SD1-A) (12).</i>	30
<i>Figura 22. Modelización de la superficie de rotura cónica a 45° bajo solicitaciones de tracción y esfuerzos tangenciales.</i>	32
<i>Figura 23. Modelización de la superficie de rotura piramidal de base cuadrada con 35° de inclinación bajo solicitaciones de tracción y esfuerzos tangenciales.</i>	33
<i>Figura 24. Cargas sobre los pernos (ACI 355.1R-91) (23).</i>	33
<i>Figura 25. Fallo por deslizamiento en anclajes químicos (Cook et al. 1998) (24).</i>	34
<i>Figura 26. Fallo por deslizamiento del anclaje.</i>	35
<i>Figura 27. Fallo del hormigón a tracción.</i>	35
<i>Figura 28. División del hormigón (ACI 318-08) (4).</i>	36
<i>Figura 29. Fallo lateral del hormigón.</i>	36
<i>Figura 30. Rotura del acero.</i>	36
<i>Figura 31. Fallo del hormigón contra borde libre.</i>	37
<i>Figura 32. Desprendimiento del hormigón.</i>	37

Figura 33. Rotura del acero.	38
Figura 34. Fallo por deslizamiento del anclaje (Eligehausen et al. 2006) (10).	38
Figura 35. Curvas idealizadas carga/desplazamiento según los diferentes modos de fallo que pueden sufrir los anclajes (Fuchs et al. 1995) (21).	39
Figura 36. Típicas curvas carga/desplazamiento de placas de anclaje sometidas a tracción o cortante (Rehm et al. 1988) (26).	40
Figura 37. Variación de las curvas carga/desplazamiento en hormigones fisurados y no fisurados en anclajes de expansión mecánica de par controlado (Cannon 1981) (14).	41
Figura 38. Capacidad de carga última de anclajes en hormigón fisurado bajo cargas de tracción: (a) anclajes rebajados y pernos coectores; (b) anclajes de expansión mecánica de par controlado diseñados para su uso en hormigones fisurados, (c) anclajes químicos (Eligehausen y Balogh 1995) (31).	42
Figura 39. Configuraciones de los ensayos con pernos conectores (Pallarés y Hajjar 2009) (60).	53
Figura 40. Curvas carga/desplazamiento de anclajes rebajados M12 en hormigón fisurado con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm bajo carga cíclicas de tracción a 1 Hz, 5 Hz y 10 Hz (Eibl y Keintzel 1989) (64).	57
Figura 41. Curvas carga/desplazamiento de anclajes rebajados M12 en hormigón fisurado con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm, produciéndose una rotura del hormigón, bajo cargas estáticas y cíclicas de tracción (Eibl y Keintzel 1989) (64).	57
Figura 42. Curvas carga/desplazamiento de anclajes de expansión mecánica de par controlado M12 en hormigón fisurado y con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm bajo cargas cíclicas axiales y cargas cíclicas de tracción (Eibl y Keintzel 1989) (65).	58
Figura 43. Curvas carga/desplazamiento para un grupo de dos pernos conectores ($\phi = 19$ mm, $f_u = 480$ MPa) sometida a cargas pulsantes de corte y cargas cíclicas de corte (Usami et al. 1980) (66).	59
Figura 44. Curvas carga/desplazamiento de pernos conectores bajo cargas de cíclicas de corte, (a) embebidos en hormigón en masa y con grandes distancias de borde; (b) embebidos en hormigón armado y con pequeñas distancias de borde (Klingner et al. 1982) (48).	61
Figura 45. Curvas carga/desplazamiento bajo cargas cíclicas de corte de: (a) anclajes rebajados, (b) anclajes de expansión mecánica, (c) anclajes químicos (Vintzeleou y Eligehausen 1991) (71).	63
Figura 46. Disminución de la fuerza aplicada debido a las cargas cíclicas de corte en: (a) anclajes rebajados, (b) anclajes de expansión mecánica; (c) anclajes químicos (Vintzeleou y Eligehausen 1991) (71).	63
Figura 47. Diagramas de interacción (tracción/cortante) para los anclajes ensayados, con una carga inclinada (carga constante de tracción simultanea con una carga cíclica de corte) en hormigón fisurado con aberturas de fisuras (w) de 0,3 mm: (a) anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado, (b) anclajes químicos (Meszaros y Eligehausen 1994) (76).	68
Figura 48. Interacción tracción/cortante para diversos tipos de anclaje post-instalados bajo cargas cíclicas combinadas (CSTB 2003) (79).	70
Figura 49. Pórtico de ensayo.	80
Figura 50. Actuador (a) y célula de carga (b).	81
Figura 51. Encoder.	82
Figura 52. Armado externo de refuerzo a cortante.	83
Figura 53. Utillaje de transmisión de la carga del actuador al perfil metálico.	84
Figura 54. Piezas de ajuste.	84
Figura 55. Transductor de desplazamiento.	85

<i>Figura 56. Montaje de todo el utillaje en la probeta de ensayo.</i>	85
<i>Figura 57. Representación de las variables que influyen en la disposición de los pernos en el perfil metálico.</i>	86
<i>Figura 58. Disposición PPSEG.</i>	87
<i>Figura 59. Disposición PI.</i>	88
<i>Figura 60. Disposición POEG.</i>	88
<i>Figura 61. Disposición PPEG.</i>	89
<i>Figura 62. Dimensiones de la pieza de ensayo.</i>	89
<i>Figura 63. Ejemplos de armados longitudinales montados sobre la parte inferior del encofrado.</i>	92
<i>Figura 64. Ejemplo de un armado transversal montado sobre el armado longitudinal.</i>	95
<i>Figura 65. Probetas de acompañamiento.</i>	95
<i>Figura 66. Ensayo de resistencia a compresión de una probeta de acompañamiento.</i>	96
<i>Figura 67. Pieza 1.</i>	97
<i>Figura 68. Piezas 2 y 3.</i>	98
<i>Figura 69. Piezas 4 y 5.</i>	98
<i>Figura 70. Recepción y control de calidad de la armadura transversal (a) y vertical (b).</i>	100
<i>Figura 71. Ensayo a tracción de una barra roscada pavonada de 16 mm de diámetro.</i>	100
<i>Figura 72. Galga extensiométrica HBM (a), limado de asperezas (b), colocación de las galgas extensiométricas (c), colocación de la masilla de protección (d).</i>	101
<i>Figura 73. Montaje del encofrado paso 1.</i>	102
<i>Figura 74. Montaje del encofrado paso 2.</i>	102
<i>Figura 75. Montaje del encofrado paso 3.</i>	103
<i>Figura 76. Montaje del encofrado paso 4.</i>	103
<i>Figura 77. Aplicación del líquido desencofrante (a), hormigonado y colocación de ganchos (b).</i>	104
<i>Figura 78. Curado de las probetas.</i>	105
<i>Figura 79. Probeta desencofrada.</i>	105
<i>Figura 80. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 1.</i>	106
<i>Figura 81. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 2.</i>	107
<i>Figura 82. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 3.</i>	108
<i>Figura 83. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 4.</i>	109
<i>Figura 84. Esquema de aplicación de la carga controlada por deformación en los ensayos cíclicos.</i>	111
<i>Figura 85. Ordenador Control (a), ordenador toma de datos (b), conjunto de equipos para la realización del ensayo (c).</i>	112
<i>Figura 86. Disposición PI.</i>	119
<i>Figura 87. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico según el tipo de rotura frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PI.</i>	121
<i>Figura 88. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PI.</i>	121

<i>Figura 89. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PI.</i>	122
<i>Figura 90. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición PI.</i>	123
<i>Figura 91. Rotura por el acero del ensayo 21 (monotónico / disposición PI).</i>	123
<i>Figura 92. Interpretación cualitativa de distribución de esfuerzos en perno.</i>	124
<i>Figura 93. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PI.</i>	125
<i>Figura 94. Representación cualitativa de la degradación del hormigón en un ensayo cíclico.</i>	126
<i>Figura 95. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PI.</i>	127
<i>Figura 96. Disposición PPSEG.</i>	128
<i>Figura 97. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico según el tipo de rotura frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PPSEG. (Cuando el fallo es mixto se ha representado la reducción de resistencia respecto al fallo del acero.)</i>	130
<i>Figura 98. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPSEG.</i>	130
<i>Figura 99. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPSEG.</i>	131
<i>Figura 100. Roturas de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.</i>	132
<i>Figura 101. Roturas por pryout con solo medio cono desprendido de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.</i>	132
<i>Figura 102. Rotura de la soldadura en el ensayo 14 de la disposición PPSEG.</i>	133
<i>Figura 103. Roturas por el acero de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.</i>	134
<i>Figura 104. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PPSEG.</i>	136
<i>Figura 105. Disposición PPEG.</i>	138
<i>Figura 106. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por pryout frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PPEG.</i>	140
<i>Figura 107. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por del acero frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PPEG.</i>	140
<i>Figura 108. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPEG.</i>	141
<i>Figura 109. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPEG.</i>	141
<i>Figura 110. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición PPEG.</i>	143
<i>Figura 111. Roturas por de los ensayos cíclicos en la disposición PPEG.</i>	145
<i>Figura 112. Disposición POEG.</i>	146
<i>Figura 113. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por pryout frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PPEG.</i>	148
<i>Figura 114. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por del acero frente a la profundidad efectiva $hefd$ de la disposición PPEG.</i>	148
<i>Figura 115. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición POEG.</i>	149
<i>Figura 116. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición POEG.</i>	149
<i>Figura 117. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición POEG.</i>	151

<i>Figura 118. Roturas por el acero de los ensayos monotónicos en la disposición PI.</i>	151
<i>Figura 119. Roturas por pryout de ensayos cíclicos en la disposición POEG.</i>	153
<i>Figura 120. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición POEG.</i>	154
<i>Figura 121. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición POEG.</i>	154
<i>Figura 122. Ensayo push-out realizado por Viest en 1956 (3).</i>	169
<i>Figura 123. Ensayo push-out realizado por Shoup y Singleton en 1963 (111).</i>	170
<i>Figura 124. Ensayo push-out planteado por Davies en 1967 (35).</i>	171
<i>Figura 125. Ensayo de anclajes planteado por Klingner y Mendoca en 1982 (48).</i>	172
<i>Figura 126. Esquema del pórtico de ensayo.</i>	174
<i>Figura 127. Actuadores hidráulicos en el pórtico de ensayo.</i>	175
<i>Figura 128. Ensayo de corte.</i>	177
<i>Figura 129. Ensayo combinado de corte y tracción.</i>	177
<i>Figura 130. Piezas para la generación de una rotula mediante un bulón y fotografías de la unión.</i>	178
<i>Figura 131. Taladros, rigidizador y pieza superior del perfil metálico.</i>	179

Tablas

Tabla 1. Ventas y Desventajas de anclajes pre-instalados.	22
Tabla 2. Esquema de las distintas clasificaciones de los tipos de anclaje.	25
Tabla 4. Códigos y normas de diseño para las distintas aplicaciones de los anclajes.	71
Tabla 5. Códigos y normas de diseño frente a acciones sísmicas para las distintas aplicaciones de los anclajes.	72
Tabla 6. Programas de ensayo y criterios de aceptación para la aprobación de anclajes para aplicaciones sísmicas.	74
Tabla 7. Características técnicas de la célula de carga es una HBM U10M de 500kN.	81
Tabla 8. Descripción de los pernos de cada ensayo.	87
Tabla 9. Propiedades mecánicas de los pernos conectores.	96
Tabla 10. Tablas correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.	115
Tabla 11. Imágenes correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.	116
Tabla 12. Resultados correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.	117
Tabla 13. Resumen de los resultados de la disposición PI tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.	120
Tabla 14. Resumen de los resultados de la disposición PPSEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.	129
Tabla 15. Resumen de los resultados de la disposición PPEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.	139
Tabla 16. Resumen de los resultados de la disposición POEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.	147
Tabla 17. Relación: $\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}}(i)$ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea i" / N^o de ensaos en el Σ para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido.	156
Tabla 18. Relación: $1 - \left(\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}}(media - Monotónicos) - \frac{Q_{test}}{Q_{tórico}}(media - Cíclicos) \right)$ para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido .	156
Tabla 19. Tipo de rotura esperado en función de la disposición de los pernos en el perfil metálico.	157

1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos imponen desplazamientos, velocidades y aceleraciones sobre las estructuras. Desde la perspectiva del diseño, la aceleración inducida sobre la masa de las estructuras representa un caso de carga a ser tenido en cuenta por los proyectistas de estructuras. Las deformaciones impuestas y las fuerzas sísmicas, con frecuencia son una causa de fallo de los sistemas de unión o conexiones en estructuras, especialmente cuando esas conexiones no han sido diseñadas para adaptarse a grandes deformaciones. Es por ello, que los sistemas de unión o conexiones se convierten en un elemento clave a la hora de diseñar las estructuras para resistir las fuerzas inducidas por los terremotos.

Normalmente, las aceleraciones se transmiten a la estructura a través de las cimentaciones, que interactúan con el entorno. Los movimientos del terreno generan diversas respuestas de la estructura en función de su magnitud, frecuencia, duración del movimiento, la eficiencia de la interfaz suelo-estructura y las características dinámicas de la estructura (1). A medida que la estructura responde a los movimientos del terreno, puede generarse la degradación de la estructura. Por ejemplo, en estructuras de hormigón armado esta degradación se debe en gran medida a la formación de fisuras en los elementos estructurales. Además, el movimiento de la estructura genera acciones sobre los elementos que la componen. Si los elementos se conectan mediante pernos o anclajes, el movimiento de la estructura genera fuerzas de tracción y corte sobre dichos elementos (Figura 1).

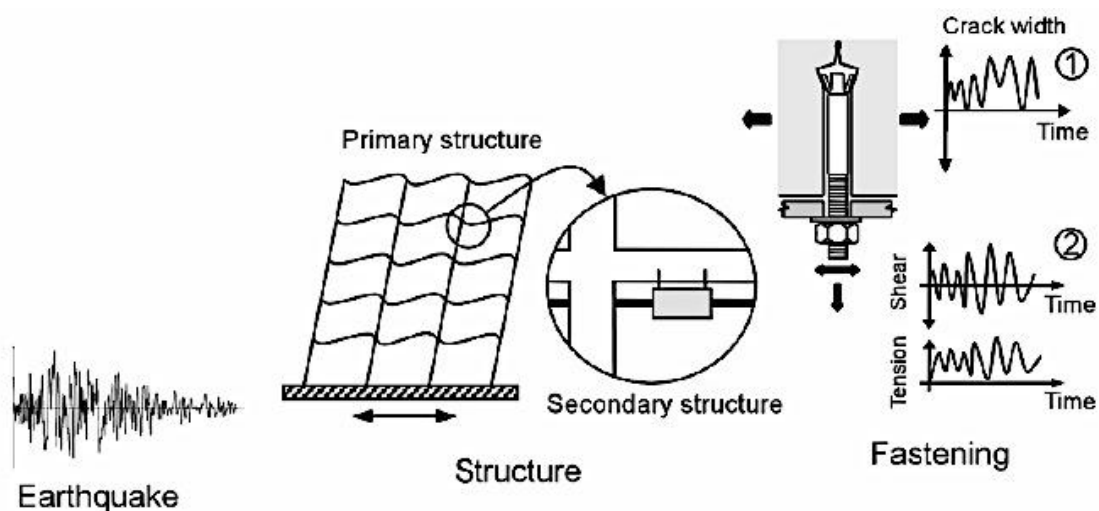


Figura 1. Acciones que actúan sobre un anclaje bajo cargas sísmicas (Hoehler 2006) (1).

Las fuerzas inducidas por el terremoto varían con el tiempo y se denominan fuerzas dinámicas (Figura 2 c). Muchas de las fuerzas consideradas en la práctica de la ingeniería civil varían con el tiempo lentamente, pueden ser tratadas como cuasi-estáticas (Figura 2 a) ya que las componentes de inercia y amortiguamiento son insignificantes. La presencia de fuerzas de inercia y de amortiguación, que surgen como resultado del movimiento del terreno, es la distinción fundamental entre cargas dinámicas y estáticas.

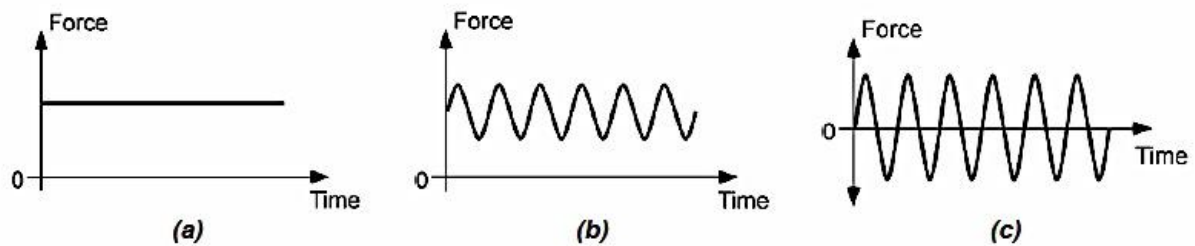


Figura 2. Tipos de fuerzas: (a) cuasi-estática, (b) pulsante, (c) dinámica (Ammann 1991) (2).

Por otra parte, y desde el punto de vista de clasificación de los materiales con que se construyen hoy día las estructuras, se podría exponer que se emplean el hormigón y el acero estructural en una gran mayoría de casos. Es común emplear sistemas de rigidización frente a acciones horizontales con el mismo material con el que se construye la estructura para resistir acciones verticales. Así, en el caso de edificios de hormigón es muy común el empleo de muros o pantallas de rigidización de hormigón a modo de pantallas integradas en la estructura, como en las fachadas o en los huecos de ascensor; en el caso de edificios metálicos, es común encontrar los sistemas de arriostramiento en aspa, o en K que fijan nudos de los pórticos metálicos.

Ahora bien, a medida que ha ido aumentando el uso de estructuras mixtas de acero y hormigón, dando lugar a estructuras compuestas o híbridas, las posibilidades de combinar las bondades de ambos materiales se multiplica considerablemente. En tal caso, es necesario profundizar en el estudio de los elementos que conectan ambos materiales, como es el caso de los pernos conectores, barras pasantes, perfiles recortados, etc.

En el campo de la conexión del comportamiento entre el acero estructural y el hormigón surgen situaciones en las que se combinan los esfuerzos de corte con los de tracción, tal es el caso de los muros de rigidización de hormigón que rellenan pórticos metálicos, las

vigas de acoplamiento entre muros de hormigón, los nudos para materializar conexiones entre vigas de acero y hormigón y las placas de apoyo mixtas.

En las estructuras mixtas, destacan los pernos conectores, empleados tradicionalmente como conectores frente a cortante, que han sido empleados para transferir esfuerzos rasantes entre el acero y el hormigón, especialmente en vigas mixtas.

Este tipo de anclaje ha sido investigado y descrito ampliamente en la literatura científica cuando se emplean como transmisores del esfuerzo rasante, como por ejemplo los primeros trabajos de Viest (3) siendo recogidos sus resultados por la normativa actual (ACI-318 (2008) (4), PCI 6th (2006) (5), CEB – Fastenings in concrete (2004) (6)).

1.1. Sistemas de rigidización horizontal

La rigidización horizontal es necesaria para resistir cargas horizontales tales como el viento o el sismo, siendo especialmente importante en edificaciones altas. Por ejemplo, en la Figura 3 se representa un pórtico con un dintel bi-apoyado. Es posible observar que resiste las cargas gravitatorias, pero frente a cargas horizontales se convierte en un mecanismo.

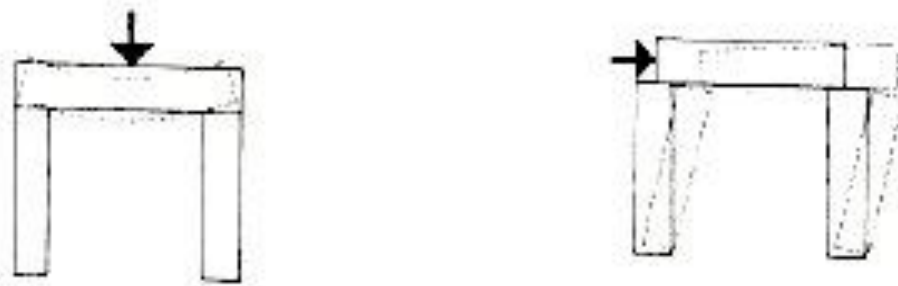


Figura 3. Sistemas resistentes según la acción aplicada.

En esta sección se realiza una breve descripción de los diferentes sistemas de rigidización horizontal para los distintos tipos de estructuras. Una descripción completa y detallada de las diferentes metodologías de rigidización horizontal así como de sus comportamientos y metodologías de cálculo se puede encontrar en Taranath (1998) (7) y en Chopra (2007) (8) entre otros.

1.1.1. Estructuras metálicas

a. Pórticos rígidos

Un pórtico se considera rígido cuando las conexión viga - columna tiene suficiente rigidez para mantener prácticamente sin cambios los ángulos originales entre los miembros de la conexión (Figura 4).

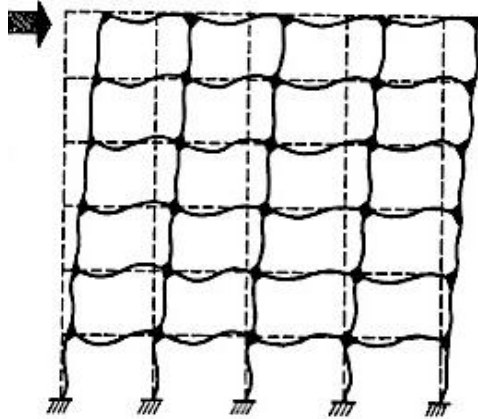


Figura 4. Respuesta del pórtico rígido frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).

b. Pórticos arriostrados

La alta rigidez se consigue debido a que el cortante horizontal está siendo principalmente absorbido por las diagonales mediante el desarrollo de acciones axiales y no por las columnas (Figura 5).

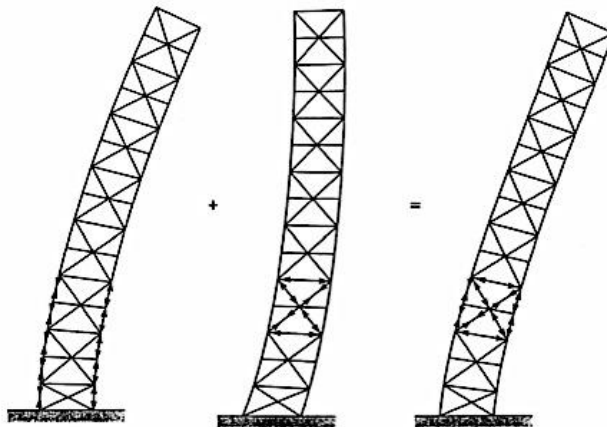


Figura 5. Respuesta del pórtico arriostrado frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).

d. Sistemas de entramados

En este sistema, los entramados se extienden en la dirección transversal, entre las columnas. El forjado deberá actuar como un diafragma de transferencia de las cargas laterales (Figura 6). Dichas cargas laterales serán resistidas por las diagonales de los entramados, que las transferirán a las columnas como esfuerzos axiales.

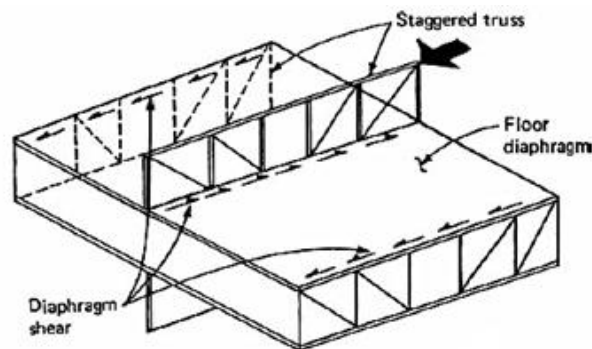


Figura 6. Trayectoria de las cargas en un sistema de entramados (Taranath 1998) (7).

e. Estabilizadores y entramados en cinturón

La disposición estructural de los sistemas estabilizadores consta de un núcleo principal conectado con las columnas exteriores mediante rigidizadores horizontales conocidos comúnmente como estabilizadores (Figura 7).

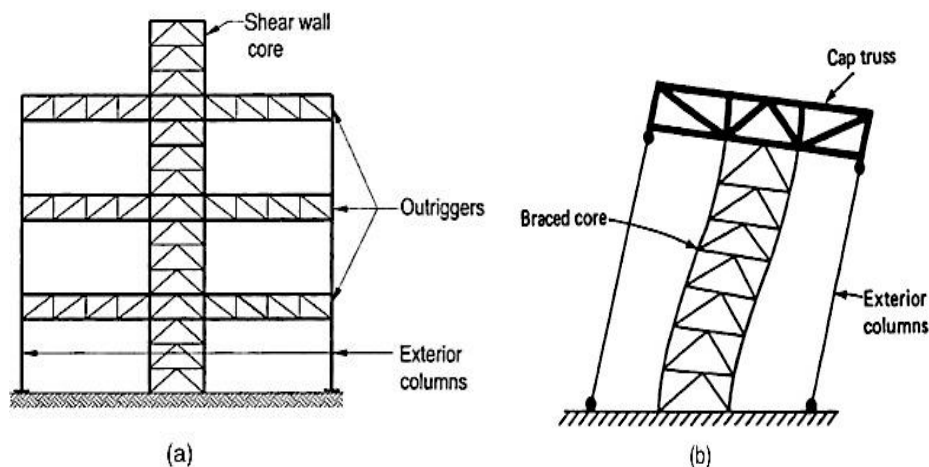


Figura 7. a) Entramado en cinturón con núcleo central y columnas estabilizadoras, b) Respuesta del pórtico arriostrado frente a cargas laterales (Taranath 1998) (7).

f. Sistemas tubulares

En los términos más simples, un sistema tubular se puede definir como un sistema de tres dimensiones que utiliza todo el perímetro del edificio para resistir cargas laterales.

Un requisito necesario para crear la pared como una estructura tridimensional es colocar columnas en el exterior del edificio relativamente cerca unas de las otras, unidas por vigas de gran canto.

El sistema de tubos arriostrados mejora la eficiencia del sistema tubular convencional gracias a su mayor potencial, que permite una mayor separación entre las columnas y por ello su uso en edificios altos. Esto se logra mediante la adición de arriostramientos diagonales en las caras del tubo.

El sistema multi-tubos consiste en una serie de tubos individuales interconectados para formar un tubo multi-celda. La mejor eficiencia de este sistema permite mayor separación de las columnas y menor canto de las vigas.

1.1.2. Estructuras de hormigón

a. Forjado tipo losa y vigas

Este sistema está diseñado para resistir principalmente cargas gravitatorias a través de los forjados y los soportes, aunque también es capaz de resistir cargas horizontales de poca entidad.

b. Forjado tipo losa y muros de rigidización

La combinación de los forjados tipo losa con los muros o pantallas de rigidización en las caras externas de las edificaciones proporcionan un sistema adecuado de arriostramiento lateral.

c. Núcleos de rigidización

Un sistema de muros de rigidización interconectados proporciona una rigidez que supera la suma de las rigideces individuales de los muros. Esto es debido a que la losa hace que los distintos muros de rigidización funcionen como un único sistema.

Generalmente se requerirán muros de rigidización en dos direcciones ortogonales para resistir cargas horizontales desde distintas direcciones. Se deberá tener en cuenta las cargas de torsión a la hora de determinar la ubicación de éstos.

La colocación de este tipo de muros suele realizarse alrededor de ascensores y escaleras.

d. Pórticos rígidos con vigas Haunch

Generalmente en los edificios de oficinas se requieren grandes luces entre columnas, lo que exige vigas de grandes cantos. La reducción de este canto suele suponer un coste adicional importante. Una solución para resistir las fuerzas gravitatorias y las horizontales es la utilización de vigas *Haunch* de canto variable. Además tienen la ventaja proporcionar un amplio espacio para el paso de conductos.

f. Sistemas tubulares

En este sistema, el perímetro del edificio está compuesto por columnas poco espaciadas conectadas por vigas de gran canto. El desplome causado por las deformaciones de cortante y flexión de las vigas y columnas, puede ser bastante grande, dependiendo de la geometría del tubo. Si la relación entre las caras del edificio es superior a 1:2,5 será necesario refuerzos laterales para cumplir las limitaciones de desplome.

Al igual que en el sistema estructural de tubos arriostrados utilizado en las estructuras metálicas, es posible ejecutar un sistema de hormigón a partir de columnas exteriores poco espaciadas con pórticos macizos en cada piso para crear un patrón diagonal en la fachada del edificio (Figura 8). Las diagonales absorben las fuerzas de corte como fuerzas de compresión y tracción axial, eliminando así la flexión en columnas y vigas.

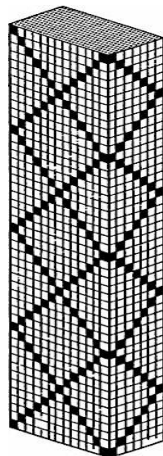


Figura 8. Sistema tubular arriostrado (Taranath 1998) (7).

El principio subyacente de los sistemas multi-tubulares es conectar dos o más sistemas tubulares individuales en un paquete con el objeto de disminuir los efectos de arrastre debido al cortante. Son posibles dos disposiciones básicas, ya sea mediante sistemas tubulares convencionales o sistemas tubulares con diagonales exteriores.

1.1.3. Estructuras mixtas

a. Losas mixtas

En los edificios metálicos, la ejecución de forjados metálicos de alta resistencia y pequeño espesor, con rellenos de hormigón, se ha convertido en un uso habitual. La chapa metálica tiene una serie de anclajes o rugosidades que lograrán que ambos materiales (chapa metálica y relleno de hormigón) trabajen de forma común. Una vez ha endurecido el hormigón, la cubierta de metal actúa como la armadura de tracción inferior mientras que el hormigón actúa como el componente de compresión. El forjado resultante se comporta como un diafragma capaz de transferir las cargas de corte a los elementos verticales.

b. Vigas mixtas

Para limitar la deflexión de los pórticos bajo cargas laterales es generalmente más económico aumentar la rigidez de las vigas que la rigidez de las columnas. Para aumentar la rigidez de las vigas, una solución es la utilización de vigas mixtas. Estas disponen de anclajes que son capaces de absorber los esfuerzos de corte a los que se ven sometidos y además proporcionan un adecuado comportamiento del hormigón con la viga metálica.

c. Columnas mixtas

Dos tipos de columnas compuestas son las que se utilizan en la construcción de edificios. La primera consiste en una sección de acero con una camisa de hormigón armado y una serie de conectores soldados al perfil metálico que lograrán que ambos materiales trabajen de forma común (Figura 9). La segunda consiste en un tubo de acero lleno de hormigón estructural, generalmente sin ningún tipo de refuerzo vertical ni transversal. Sin embargo, se sueldan conectores en la cara interior de la sección de acero que proporcionan una mejor interacción entre ambos materiales (Figura 9).

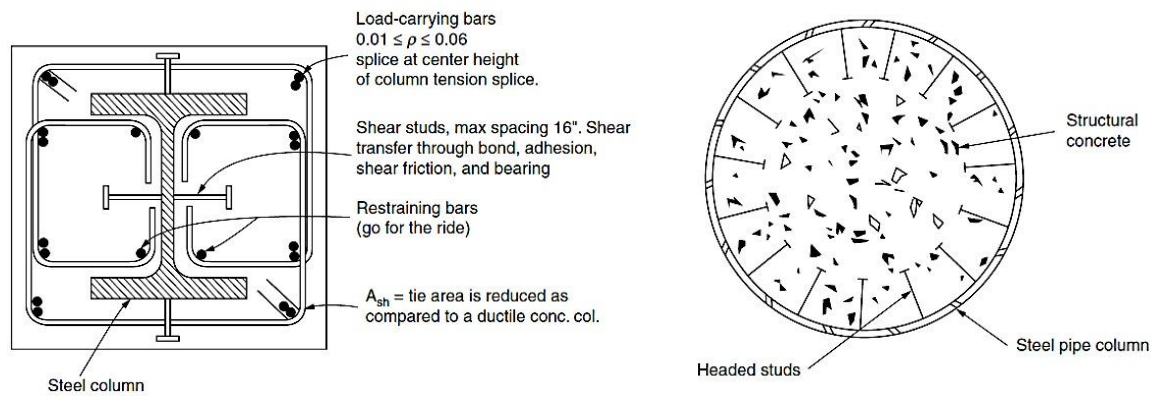


Figura 9. Columnas mixtas (Taranath 1998) (7).

e. Muros de rigidización de hormigón armado en estructuras metálicas

Actualmente, el uso de muros de rigidización como elemento principal de resistencia lateral en estructuras de edificación en zonas sísmicas está aumentando. Este muro es similar a los muros de rigidización de hormigón armado utilizados en estructuras de hormigón, con la diferencia de que en éste el “armazón” es de acero estructural (Figura 10).

El sistema de relleno consiste en pórticos de acero con conexiones parcialmente restringidas y hormigón armado formando un muro de rigidización donde el hormigón y el acero trabajan de forma solidaria. Al idealizar el comportamiento de este sistema, las fuerzas gravitatorias, una parte de las fuerzas de corte y las fuerzas de vuelco deberán ser resistidas por el pórtico de acero, mientras que la mayoría de las fuerzas de corte y el resto de las fuerzas de vuelco deberán ser resistidas por el muro de hormigón armado.

Para que este sistema funcione correctamente se debe conseguir un comportamiento solidario entre el acero y el muro de hormigón armado. Una forma en que esto puede lograrse es mediante el uso de anclajes soldados al pórtico de acero y embebidos por el muro de hormigón armado.

Como muestra del creciente aumento en su uso, en el AISC 2010 (9), se muestra un ejemplo de utilización de muros que rellenan pórticos metálicos, con los distintos detalles para desarrollar esta solución.

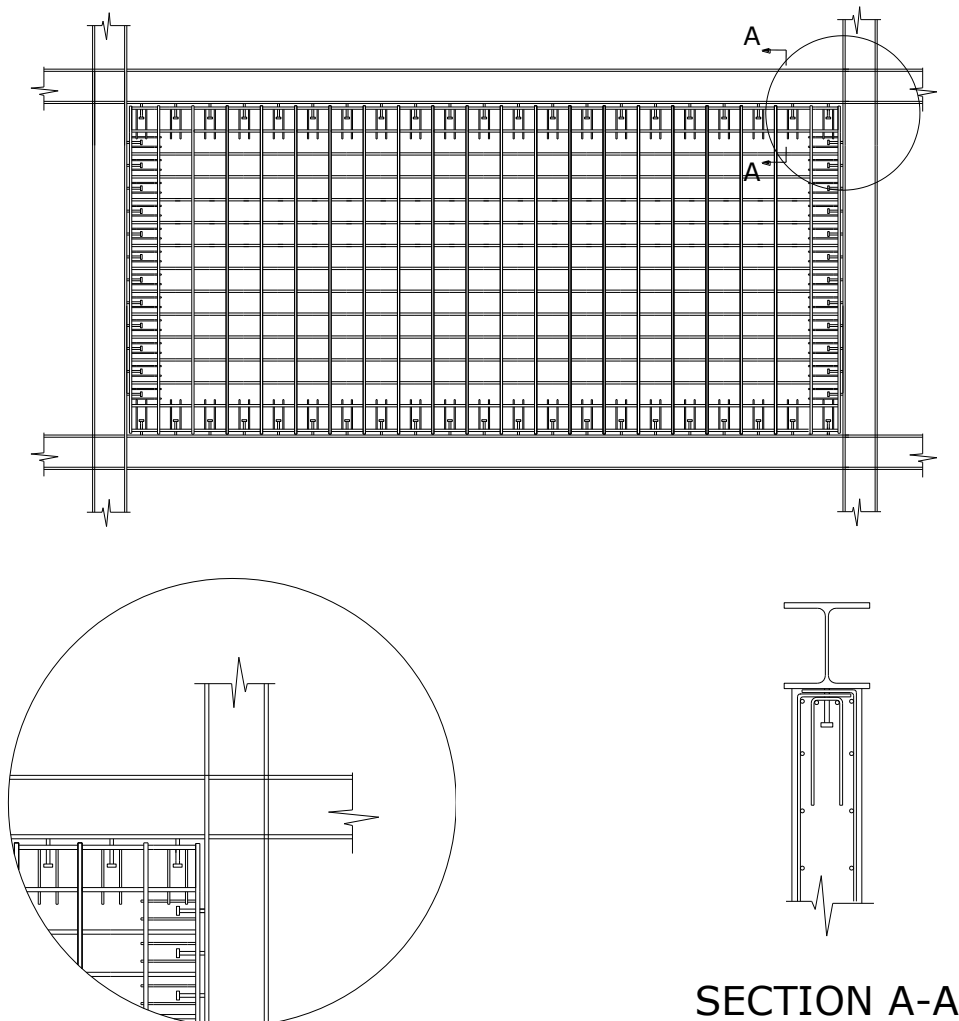


Figura 10. Muro de rigidización de hormigón armado en una estructura metálica y detalles típicos de refuerzo para pernos conectores sometidos a tracción (AISC 2010) (9).

En esta situación, se observa que los pernos con cabeza planteados entre el acero y el hormigón se encontrarían sometidos a esfuerzos de interacción de corte y tracción, además de esfuerzos cíclicos por la acción del sismo. Por tanto, es necesario conocer con precisión la forma de trabajar de estos pernos frente a estos tipos de sollicitación.

1.2 Tipos de Anclajes

Con el objetivo de solidarizar el comportamiento de los materiales en concurso en las estructuras mixtas, como son el hormigón y el acero, se disponen pernos o anclajes metálicos con cabeza en la construcción “in situ” o anclajes post-instalados si se fija el elemento conector tras haber ejecutado el elemento de hormigón. Consecuentemente, el elemento que materializa la conexión entre el muro de hormigón y el pórtico metálico es el conector o perno.

A continuación se muestra que los anclajes se pueden diferenciar según la forma en que transfieren las cargas de tracción en el material de anclaje. Los mecanismos de transferencia de carga típicamente identificados son: anclaje mecánico, anclaje por fricción o anclaje químico (Figura 11).

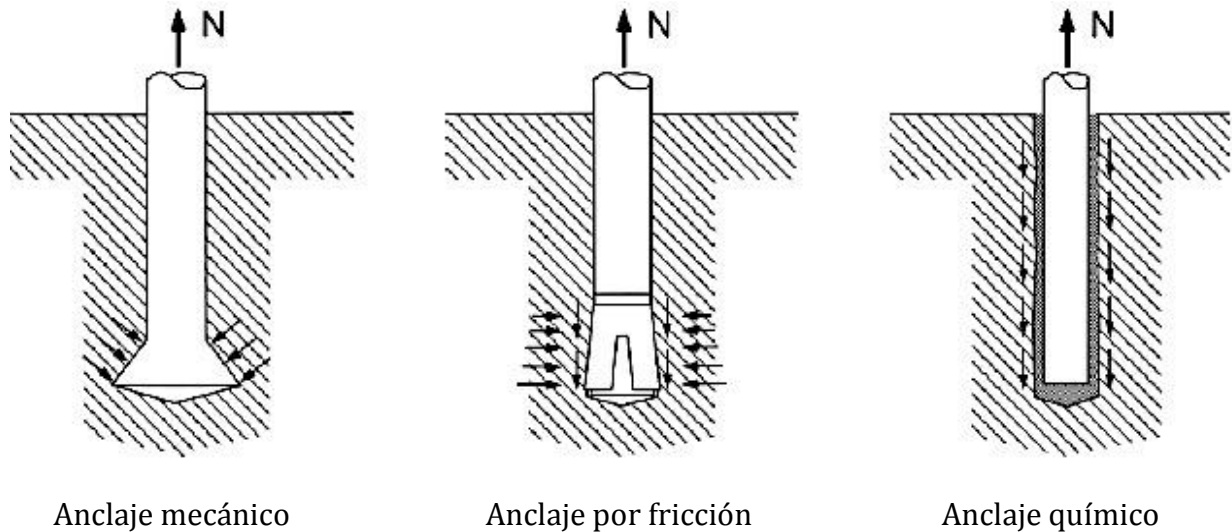


Figura 11. Mecanismos de transferencia de carga de los anclajes (Hoehler 2006) (1).

El *anclaje mecánico* realiza la transferencia de carga en el material de anclaje mediante un enclavamiento mecánico. Se trata del anclaje típico que se materializa en la construcción “in situ”.

Los anclajes cuyo mecanismo de transferencia de carga es por *fricción*, tienen una geometría que genera una fuerza de expansión, que a su vez da lugar a una fuerza de fricción entre el anclaje y los lados del agujero perforado. Esta fuerza de fricción es la que resiste la fuerza de tracción aplicada. En el caso del anclaje *químico*, la transferencia de carga al material de anclaje se realiza por medio de un enlace químico. Los anclajes comercialmente disponibles suelen resistir las cargas a través de uno o más de los mecanismos descritos anteriormente.

Los anclajes también pueden ser clasificados por la forma en que se instalan. Existe una distinción entre los anclajes pre-instalados o “in situ” y los anclajes post-instalados. Los anclajes pre-instalados se fijan antes de colocar el encofrado y proceder al hormigonado de las piezas mientras que los anclajes post-instalados se instalan en el material de anclaje cuando éste ya ha endurecido mediante perforación del mismo.

1.2.1. Anclajes pre-instalados

Los anclajes pre-instalados más comunes son los pernos conectores, canales de anclaje, inserciones de elevación y barras dobladas (

Figura 12). Estos anclajes transfieren la carga al material de anclaje por enclavamiento mecánico.

<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
Rendimiento fiable	Deben conocerse los puntos de anclaje durante la fase de diseño del proyecto
Económicos	Una colocación errónea de estos puede ser costoso de corregir
Se puede disponer de algún armado de refuerzo que aumente la resistencia última del anclaje	

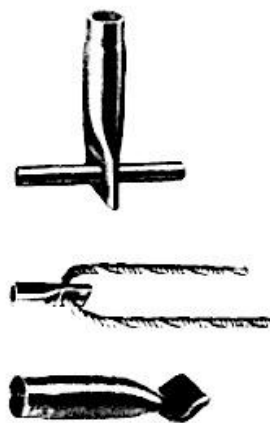
Tabla 1. Ventas y Desventajas de anclajes pre-instalados.



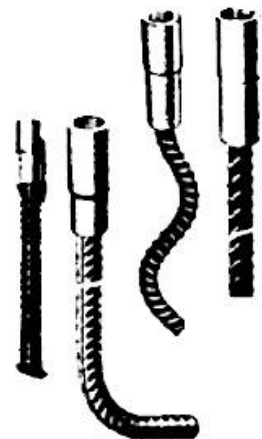
Pernos conectores



Canales de anclaje



Inserciones de elevación



Barras dobladas

Figura 12. Anclajes pre-instalados (Eligehausen et al. 2006) (10).

1.2.2. Anclajes post-instalados

Los anclajes post-instalados se instalan en el material de anclaje cuando éste ya ha endurecido, ya sea por instalación directa o por la inserción en un agujero taladrado previamente. Una instalación directa se refiere a una instalación en la que los pernos se insertan en el material de anclaje mediante una acción neumática.

Para los materiales de anclaje relativamente blandos existen elementos de fijación, especialmente diseñados, que se puede instalar directamente sin perforación previa. Sin embargo la mayoría de los anclajes post-instalados requieren perforar el material de anclaje.

El uso creciente de anclajes post-instalados puede atribuirse en gran medida a los avances en la tecnología de perforación en las últimas décadas.

La principal ventaja de los anclajes post-instalados frente a los anclajes pre-instalados es la flexibilidad que ofrecen en la planificación y ejecución de las conexiones. Además, como refuerzo y rehabilitación frente a acciones sísmicas, son con frecuencia la única opción disponible para realizar una conexión a una estructura existente.

Se pueden distinguir tres configuraciones de instalación en los anclajes post-instalados (

Figura 13):

- 1.- Instalación pre-posicionado: el perno se instala en el material de anclaje antes de ser fijado.
- 2.- Instalación "In-place": el anclaje es instalado mediante el elemento con el cual va a ser fijado, es decir, el anclaje se utiliza como una plantilla de perforación.
- 3.- Instalación "stand-off": el objeto a sujetar se monta a una cierta distancia de la superficie del material de anclaje.

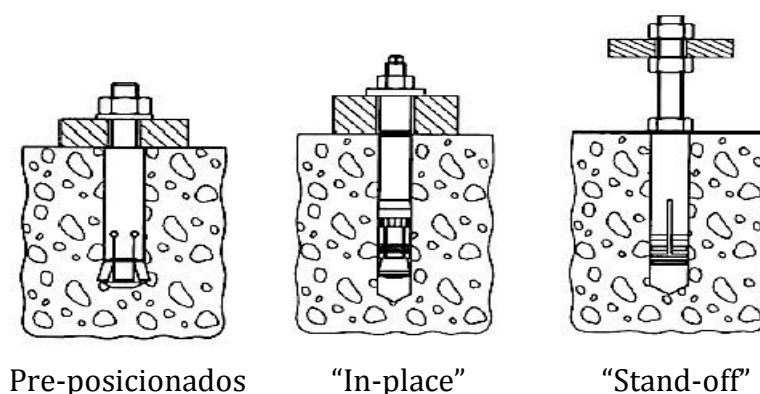


Figura 13. Configuraciones de instalación (Eligehausen et al. 2006) (10).

Los anclajes post-instalados para su uso en hormigón, que se insertan en un agujero taladrado previamente, pueden ser clasificados como anclajes de expansión mecánica, anclajes rebajados, tornillos, anclajes químicos, anclajes de techo y anclajes de plástico (Figura 14 – Figura 19).

En los anclajes de expansión mecánica, los anclajes de techo y los anclajes de plástico, la transferencia de carga al material de anclaje se realiza principalmente por fricción. En los anclajes rebajados y los tornillos, la transferencia de carga al material de anclaje se realiza principalmente por un enclavamiento mecánico. En los anclajes químicos la transferencia de carga al material de anclaje se realiza principalmente por un enlace químico.

Los anclajes de expansión mecánica pueden clasificarse en dos grupos:

1.- Anclajes de par controlado, que obtienen su resistencia por fricción generando uno o varios conos de expansión mediante un manguito de expansión (o segmentos de expansión), de modo que cuando se aplica una fuerza de torsión los elementos de expansión se expanden contra los lados del agujero perforado.

2.- Anclajes de desplazamiento controlado, que obtienen su resistencia por fricción. La expansión se logra mediante fuerzas de impacto que actúan en una camisa o tapón y la expansión es controlada por la longitud de desplazamiento de la camisa o tapón.

Los anclajes de expansión mecánica de par controlado también pueden ser clasificados como:

1.- Anclajes de manguitos, que generalmente consisten en un tornillo o vástago roscado con una tuerca, una arandela, el espaciador y la expansión del manguito se realiza mediante uno o más conos de expansión.

2.- Los anclajes de tonillos consisten normalmente en un tornillo, el final del cual ha sido mecanizado una forma cónica, en la cual se anidan los segmentos de expansión, una tuerca y una arandela.

También existen anclajes combinados tales como los anclajes químicos-expansivos y los anclajes químicos-rebajados.

Según la forma en que transfieren las cargas	Anclaje mecánico		Pernos conectores	Anclajes de manguitos
	Anclaje por fricción			
Anclaje químico		Inserciones de elevación		Anclajes de desplazamiento controlado
Según la forma en que se instalan	Pre-instalados	Tipos	Barras dobladas	
			Anclajes de expansión mecánica	
	Post-instalados	Tipos	Anclajes de par controlado	
			Anclajes de desplazamiento controlado	
Configuraciones de instalación		Anclajes rebajados		
		Anclajes químicos		
		Anclajes de techo		
		Anclajes de plástico		
		Pre-posicionados		
		"In-place"		
		"Stand-off"		

Tabla 2. Esquema de las distintas clasificaciones de los tipos de anclaje.

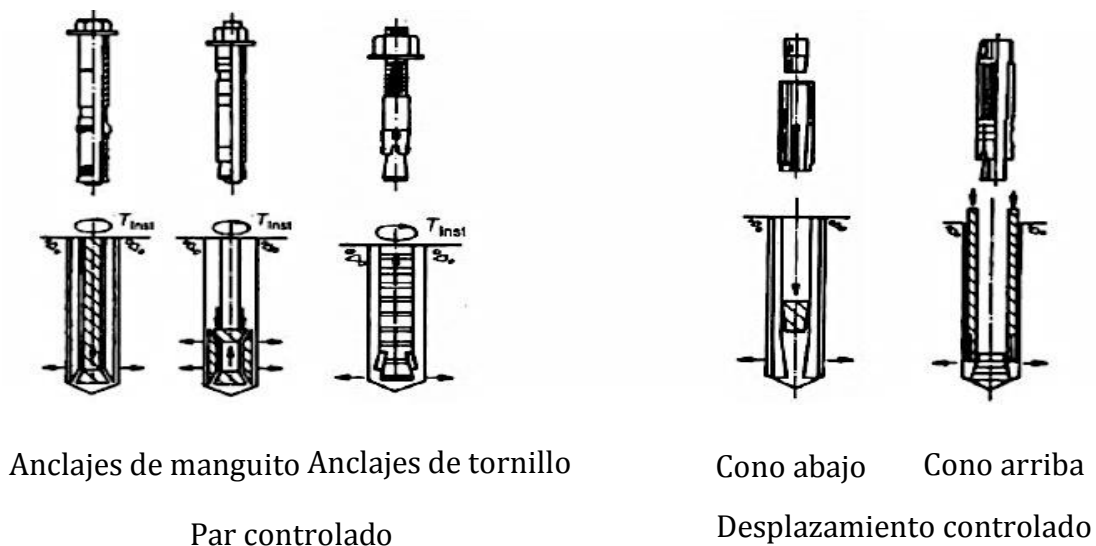


Figura 14. Anclajes de expansión mecánica (Eligehausen et al. 2006) (10).

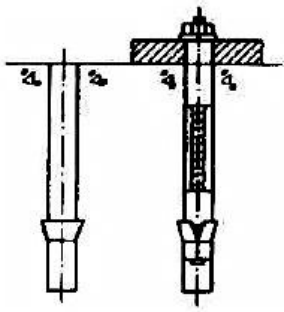


Figura 15. Anclajes rebajados
(Eligehausen et al. 2006) (10).

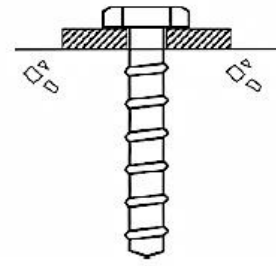
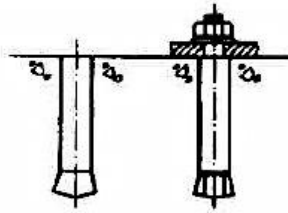
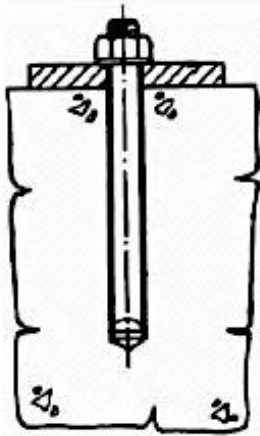
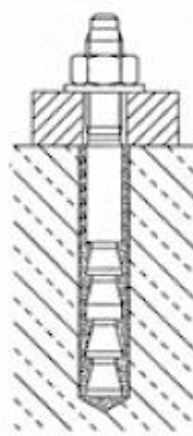


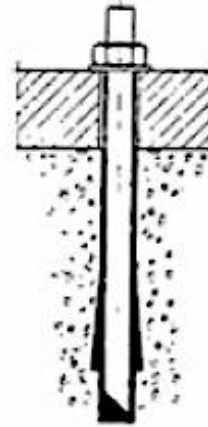
Figura 16. Anclaje de tornillo
(Eligehausen et al. 2006) (10).



Estándar



Químico-expansivo



Químico-rebajado

Figura 17. Anclajes químicos (Eligehausen et al. 2006) (10).

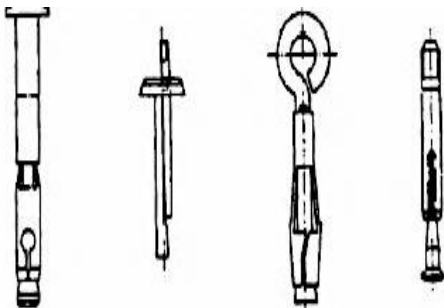


Figura 18. Anclajes de techo
(Eligehausen et al. 2006) (10).

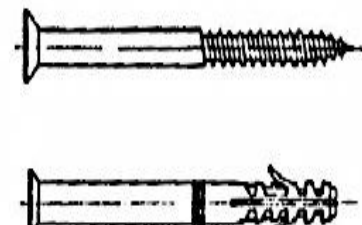


Figura 19. Anclajes de plástico
(Eligehausen et al. 2006) (10).

1.3. Anclaje de estudio: pernos conectores

Los pernos conectores han experimentado un notable avance en los últimos años, tanto en la investigación como en la tecnología de nuevos productos y puesta en obra de manera segura y económica.

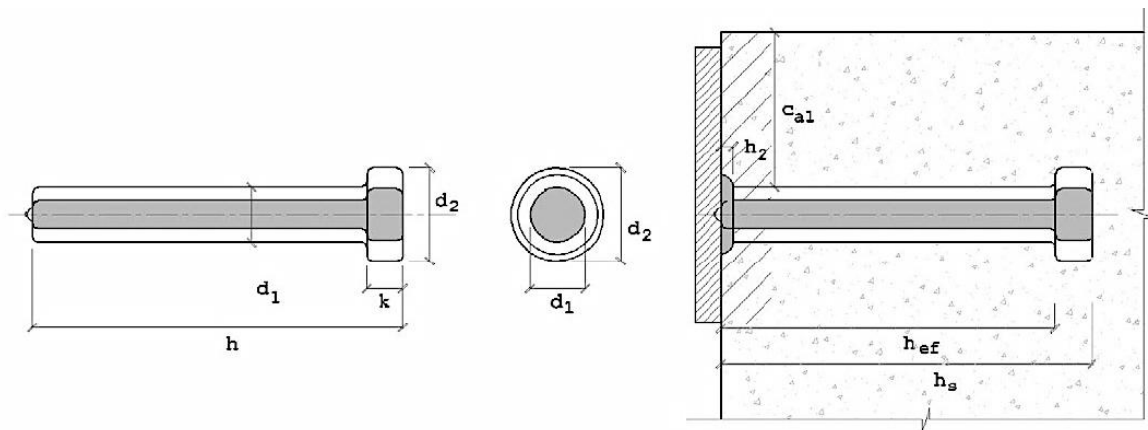
Actualmente su uso ha sobrepasado el de la ingeniería civil y se ha extendido al campo de la edificación en las estructuras mixtas. Su uso es aplicable tanto en hormigones convencionales como en ligeros, lo que amplía sus posibilidades de uso. Al inicio de su expansión, el uso de pernos conectores en edificación se limitaba a la ejecución de vigas mixtas. Actualmente la utilización de los pernos conectores se puede encontrar en otros usos de edificación como pueden ser diferentes elementos mixtos, desde forjados de chapa colaborante, pilares mixtos y muros de rigidización mixtos.

Existe una amplia gama disponible en el mercado como los Nelson, Köko y similares, fabricada en aceros St-37.3K y S235J2G3 + C45, bajo en carbono y fabricado según las especificaciones EN 10025 y con composición de acuerdo a la norma BS en ISO 13918 *Studs and ceramic ferrules for arc stud welding*,

Su cálculo se rige por la normativa de dos materiales: el hormigón y el acero. Los pernos conectores poseen una geometría que ha demostrado tener una excelente resistencia a la extracción, en gran parte atribuida a su cabeza.

Las características geométricas de los pernos se han representado en la Figura 20. Estos se referencian por sus dimensiones principales que son el diámetro del fuste d_1 y la altura total h . Entre las longitudes relevantes en cálculo de pernos conectores falta definir la profundidad efectiva del perno h_{ef} , que se define como el embebido del perno en el hormigón descontando la altura de la cabeza.

Los pernos conectores, tal como se describen en el ACI 318-08 (4), consisten en un anclaje de acero que cumple con los requisitos de la AWS D1.1 (11), fijado a una pletina de acero o similar mediante el proceso de soldadura de arco, previa a la colocación del hormigón. Una de sus principales características es que su unión con el material metálico se realiza por procedimientos semiautomáticos, mediante pistola de soldeo.



h = Longitud del perno conector antes de soldar

h_s = Longitud del perno una vez soldado

h_{ef} = Longitud efectiva de embebido en el hormigón

h_2 = Longitud de la soldadura

d_1 = Diámetro del fuste del perno

d_2 = Diámetro de la cabeza

k = Anchura de la cabeza del conector

c_{a1} = Distancia desde el eje del perno hasta el borde libre de hormigón

Figura 20. Dimensiones de un perno conector.

La técnica típica de soldadura utilizada en los pernos conectores es de descarga por arco eléctrico. El tipo de soldadura mediante arco eléctrico presenta como ventaja fundamental un elevado grado de fiabilidad y proporciona una soldadura de gran resistencia en unos tiempos de ejecución mínimos. Dada la profundidad de penetración que puede alcanzar la soldadura, se trata de un procedimiento apropiado para espesores de chapa considerables.

Los pernos presentan a partir de cierto espesor, el extremo a soldar se prepara para permitir que el arco eléctrico se establezca de forma fácil y uniforme. Esto se consigue mediante una bola de aluminio o spray de aluminio, dependiendo del diámetro del anclaje. Como protección durante el proceso de ejecución se utiliza un anillo cerámico, y en algunos casos excepcionales, un gas protector.

Las soldaduras ejecutadas mediante este sistema tienen la gran ventaja de su alta seguridad, aunque acompañada de la desventaja de su difícil comprobación mediante ensayos no destructivos.

La técnica consiste en establecer un intenso arco eléctrico entre el perno conector y el perfil base, habitualmente tipo HEB o IPE, aunque en las especificaciones generales denominan como placa base a la superficie sobre la que es soldado el perno. El arco eléctrico funde el extremo inferior del perno y la superficie de contacto del perfil base, de modo que resultan solidificados perfil y anclaje de forma solidaria. Este proceso se puede resumir en los cuatro pasos que se exponen a continuación, esquematizados en la Figura 21:

a. Aplicación del conector

Se equipa la pistola de soldar con el perno de acero. El tiempo del soldeo y la corriente están pre-configurados para adecuarse a las dimensiones del perfil base y al diámetro del perno que va a ser soldado. Al perno conector se le incorpora un anillo cerámico que rodea el fuste y ambos se colocan contra el perfil base de trabajo en un ángulo de 90°. Los accesorios que intervienen en el proceso se adaptan al tipo, diámetro y longitud de los pernos conectores. El anillo cerámico circundante al fuste del perno cubre las labores de protección frente al sobrecalentamiento de las zonas próximas a la soldadura de la placa base, a la pérdida de temperatura como aislante térmico, a la oxidación, impidiendo el contacto con partículas atmosféricas que podrían intervenir en la reacción y principalmente evita la expansión del baño de soldadura.

b. Elevación y cebado del arco

Al pulsar el gatillo se eleva ligeramente el perno del perfil base a una altura pre-configurada, iniciándose así el arco piloto de descarga. A continuación se activa el arco principal que crea un baño de metal fundido (baño de soldadura) en la zona común perno-metal base. La duración del arco eléctrico varía entre 0,1 y 1 segundo, siendo el tiempo total de soldadura bajo y su productividad elevada. En el corto período de tiempo que el baño de soldadura permanece fundido, éste es protegido de la influencia atmosférica comúnmente mediante el anillo cerámico o, en casos excepcionales, mediante un flujo de gas inerte, de modo que se crea un cordón de soldadura limpio y uniforme.

c. Hundimiento

Al extinguirse el arco de soldadura la pistola presiona el perno contra el perfil base, sumergiéndolo en el baño de fundición que da forma al anillo de soldadura. En este paso la presencia del anillo cerámico es fundamental para contener y dar forma al metal fundido. Con este proceso se obtienen fuertes soldeos penetrantes.

d. Conector soldado

Como último paso del proceso el metal se solidifica rápidamente y el perno resulta completamente soldado en continuidad. Posteriormente se elimina el anillo cerámico de protección mediante un ligero golpe, puesto que ya ha cumplido su objetivo. Obviamente las dimensiones del anillo de soldadura están estrechamente reguladas por el diseño del anillo de cerámica utilizado, puesto que ha sido éste el encargado de contenerlo durante su estado líquido.

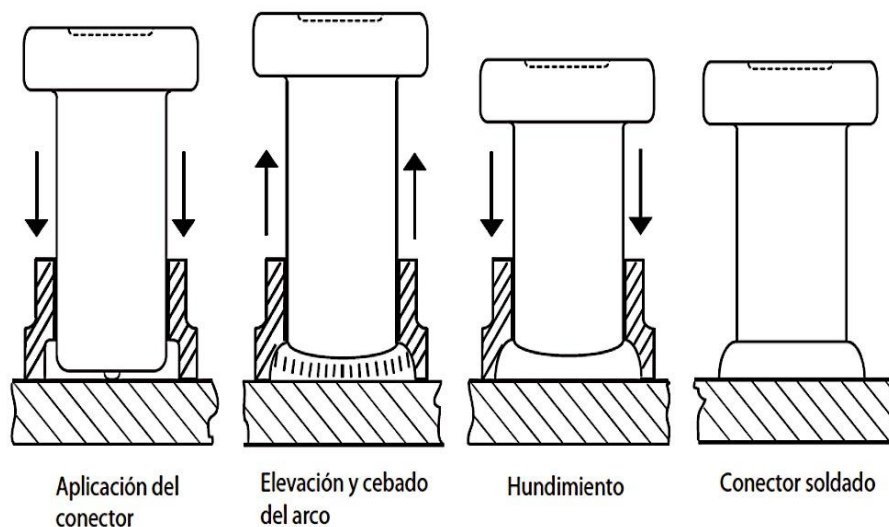


Figura 21. Fases de soldeo (DOBRA SD1-A) (12).

1.4. Comportamiento de los pernos

El comportamiento de los pernos abarca tanto la reacción de los pernos frente a los distintos tipos de carga y el modo de fallo de éstos. El comportamiento de los pernos es función de numerosos parámetros, tales como, el material, su geometría y condiciones ambientales. Un análisis exhaustivo del comportamiento de los pernos se puede

encontrar, por ejemplo, en CEB (1994) (13) o Eligehausen et al. (2006) (10). A continuación se expone una breve descripción.

1.4.1. Métodos de cálculo de anclajes

a. Método Cónico

El primer método de cálculo de anclajes mediante pernos conectores se materializó en una guía de cálculo publicada por Cannon et al. en 1975 (14). Se trató del método cónico que se basa en la modelización de la superficie de rotura del hormigón mediante un cono que forma 45° con el eje del perno.

Previo a ello, en 1956 Viest (3) observó que los anclajes podían fallar por el hormigón o por el acero e identificó las principales variables que condicionan la aparición del fallo del hormigón, estas son la resistencia del hormigón f_c , el diámetro del perno ϕ y su longitud h . Fue en 1969 cuando Courtois (15) desarrolló uno de los principales procedimientos de cálculo para la estimación de la resistencia de anclajes.

El método cónico con sus respectivas actualizaciones fue incorporado en las distintas ediciones del *PCI Handbook* hasta su quinta edición ((16), (17), (18), (19), (20)) en el que aparece con un factor de reducción ϕ de valor 0,85. Fue ya en la sexta edición (5) donde se incorporó el método CCD que se explica más adelante.

Este método modeliza la geometría del bloque de hormigón fracturado mediante una superficie cónica, cuya altura es la altura del perno descontando la altura de la cabeza, el vértice se ubica en la cara superior de la cabeza del perno y la base se localiza en la cara del hormigón donde está el perno soldado. La pendiente entre la superficie de rotura y la base se supone de 45° , como se puede observar en la Figura 22.

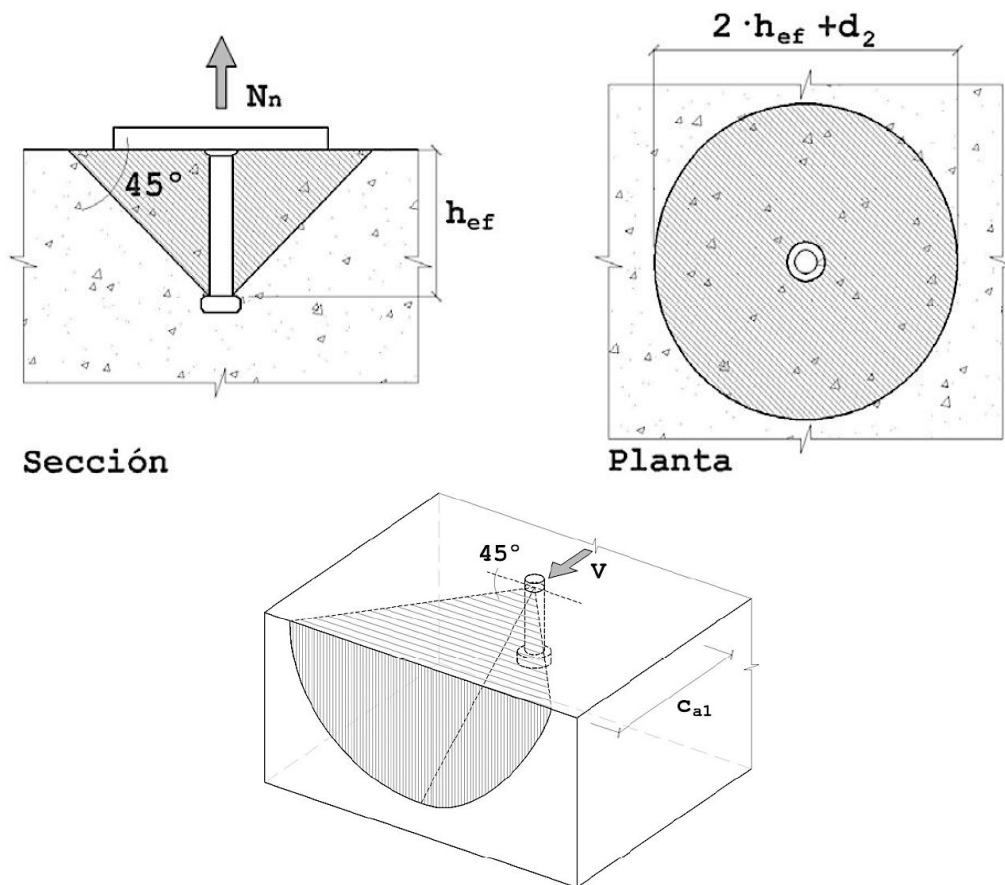


Figura 22. Modelización de la superficie de rotura cónica a 45° bajo solicitaciones de tracción y esfuerzos tangenciales.

b. Método CCD

En 1995 apareció un nuevo procedimiento de cálculo, denominado el Método "Concrete Capacity Design" (CCD). Fue desarrollado principalmente Eligehausen, Fuchs, Breen et al. (21) y el *Structural Engineering Laboratory* de la Universidad de Texas.

Tal y como se ha comentado anteriormente, este método se incorporó en la sexta edición del *PCI Handbook* (5) como sustitución al Método Cónico. Además, la versión más actual del ACI (22) recoge este método de cálculo en su apéndice D.

La evolución en la investigación de la mecánica de la fractura demostró que la carga de colapso de los anclajes no es proporcional a la superficie de rotura del hormigón planteada por el Método Cónico. Se demostró que la resistencia aumenta con el incremento de la superficie de rotura, pero en menor medida que lo estimado hasta el momento. Además, se observó que la superficie de rotura se producía mediante una pirámide de base cuadrada con 35° de inclinación aproximadamente (Figura 23), en lugar de los 45° en los que se basaba el Método Cónico.

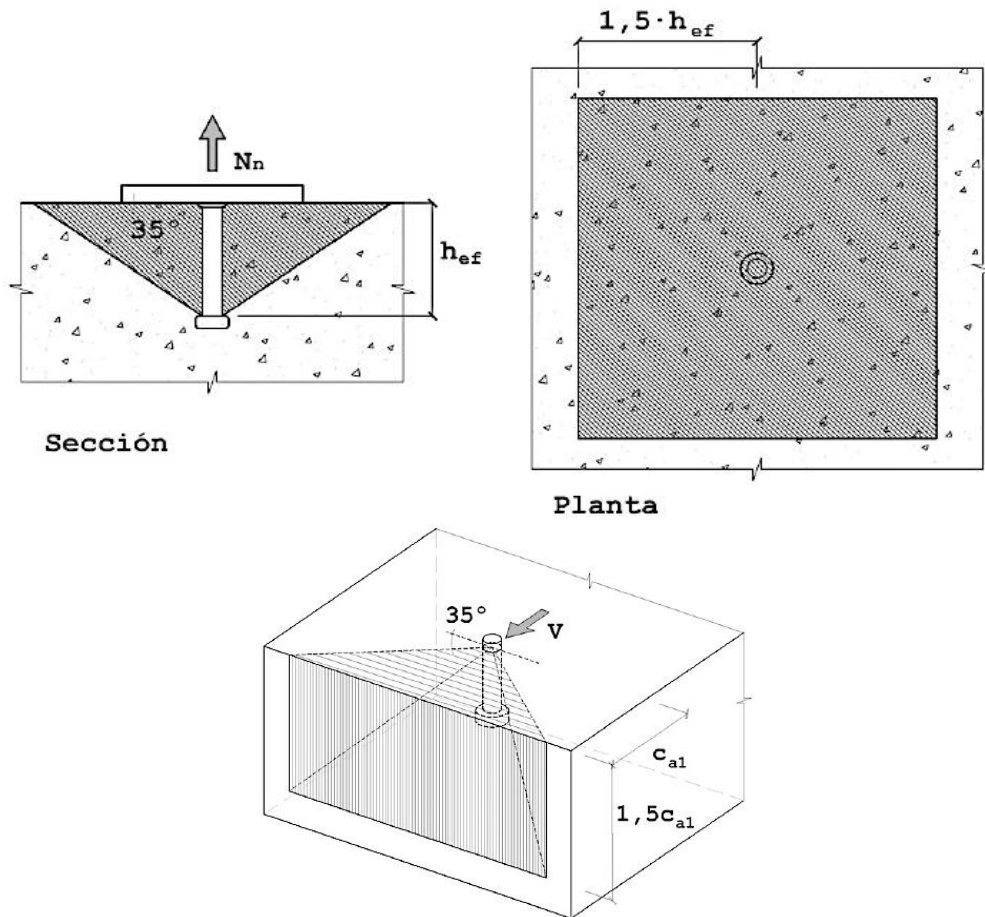


Figura 23. Modelización de la superficie de rotura piramidal de base cuadrada con 35° de inclinación bajo sollicitaciones de tracción y esfuerzos tangenciales.

1.4.2. Modos de fallo

Los pernos pueden ser cargados a tracción, cortante, flexión o cualquier combinación de ellos (Figura 24).

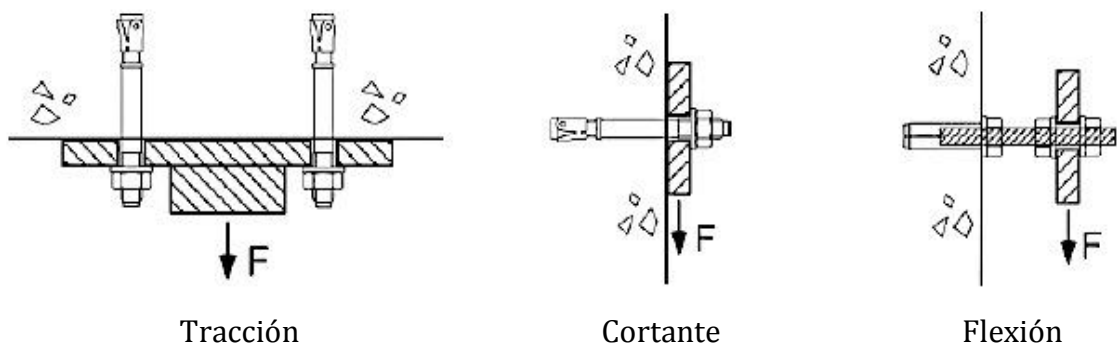


Figura 24. Cargas sobre los pernos (ACI 355.1R-91) (23).

a. Frente a esfuerzos de tracción

Se pueden distinguir cinco modos de fallos generales:

1.- Deslizamiento de los pernos (*pull-out*):

El fallo por deslizamiento del se caracteriza en que el anclaje desliza del agujero en el cual ha sido instalado, debido a que la tracción introducida es superior a la que es capaz de soportar el rozamiento entre el hormigón y el acero, pudiendo o no dañar el hormigón en las inmediaciones del anclaje. Este tipo de fallo puede ocurrir con anclajes post-instalados:

I. Los anclajes de expansión mecánica, los anclajes de plástico y anclajes de techo si la fuerza de expansión no es suficiente.

II. Los anclajes de tornillo, los pernos conectores y los anclajes rebajados si la zona de apoyo no es suficiente.

III. Los anclajes químicos debido a:

- Un fallo entre el anclaje y el mortero (Figura 25-1).
- Una insuficiencia de adherencia entre el mortero y el hormigón (Figura 25-2).
- Fallo mixto (Figura 25-3).
- En los tres casos, un cono de hormigón con una profundidad de dos a tres veces el diámetro del anclaje se forma cerca de la superficie del material de anclaje y el fallo de la unión se produce a lo largo del resto de la profundidad de empotramiento.

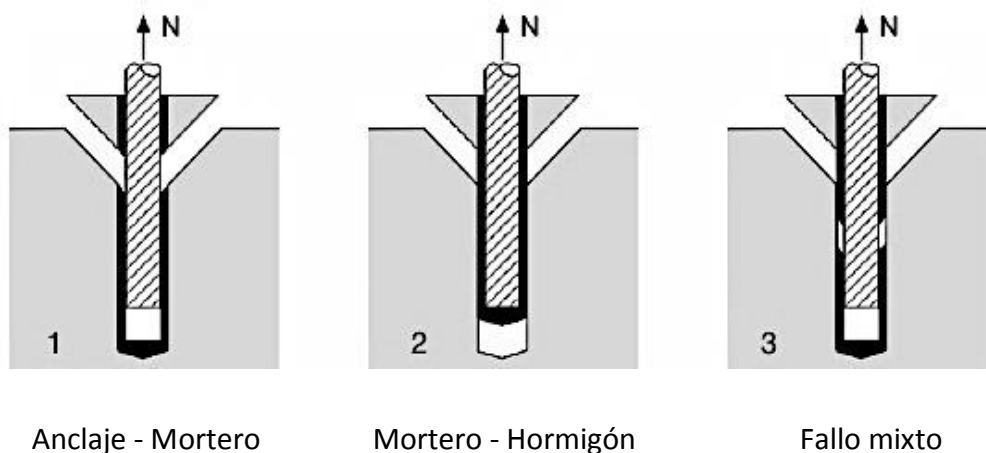


Figura 25. Fallo por deslizamiento en anclajes químicos (Cook et al. 1998) (24).

IV. Los anclajes tipo tornillo con tacos también pueden presentar fallos mixtos formándose un cono de hormigón cerca de la superficie y la parte inferior del tornillo desliza. (Küenzlen y Sipple 2001) (25).

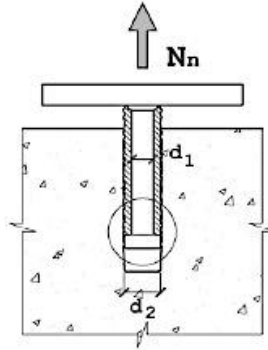


Figura 26. Fallo por deslizamiento del anclaje.

2.- Fallo del hormigón a tracción (*concrete breakout*):

El fallo del hormigón se caracteriza por una rotura del hormigón adyacente a los pernos en forma de cono (Figura 27). Esto es debido a que el esfuerzo de tracción introducido es superior a la resistencia a tracción del hormigón.

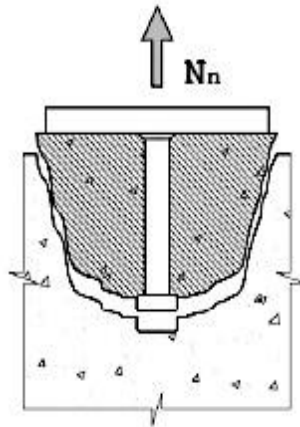


Figura 27. Fallo del hormigón a tracción.

3.- División del hormigón (*concrete splitting*):

El fallo debido a la división del hormigón se produce cuando las dimensiones del hormigón son limitadas, cuando el anclaje se instala demasiado cerca de un borde o cuando en una línea de anclajes, estos están instalados muy cerca el uno al otro (Figura 28).

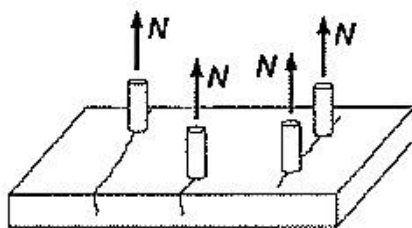


Figura 28. División del hormigón (ACI 318-08) (4).

4.- Fallo lateral del hormigón (*side face blowout*):

Este tipo de fallo del hormigón se da en anclajes sometidos a tracción en los que la distancia de los anclajes al borde libre del hormigón es reducida (Figura 29).

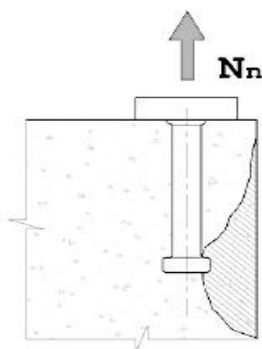


Figura 29. Fallo lateral del hormigón.

5.- Rotura del acero:

La rotura del acero del perno de anclaje se produce cuando se supera la resistencia a tracción del acero (Figura 30).

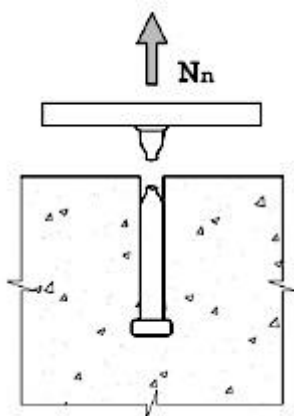


Figura 30. Rotura del acero.

b. Frente a esfuerzos de corte

Se pueden distinguir tres modos de fallos generales:

1.- Fallo del hormigón contra borde libre (*concrete breakout*):

El arranque del hormigón contra borde libre se producirá cuando el anclaje está situado cerca de un borde o en una esquina. Se produce la rotura del hormigón que rodea el anclaje en la dirección de la carga (Figura 31).

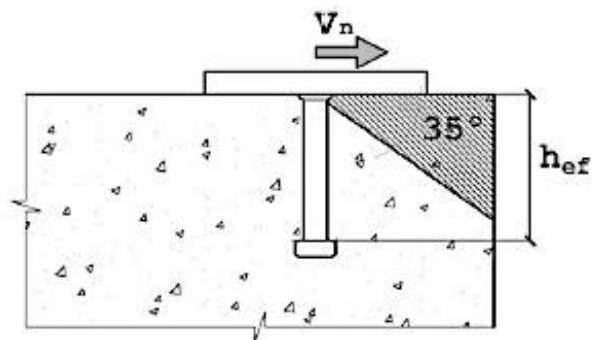


Figura 31. Fallo del hormigón contra borde libre.

2.- Desprendimiento local del hormigón (*pryout*):

En los anclajes con grandes distancias al borde, sometidos a esfuerzos de corte, se producirá un fallo local del hormigón por desprendimiento en la dirección de la carga dependiendo entre otros factores de una baja profundidad de empotramiento del perno y una elevada resistencia del acero (Figura 32).

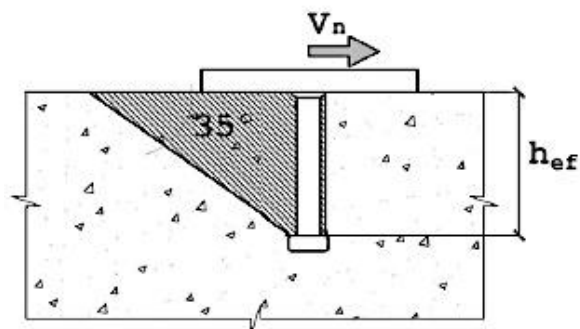


Figura 32. Desprendimiento del hormigón.

3.- Rotura del acero:

En los anclajes con grandes distancias al borde, sometidos a esfuerzos de corte, el fallo del acero dependiendo entre otros factores de una adecuada profundidad de empotramiento del perno (Figura 33).

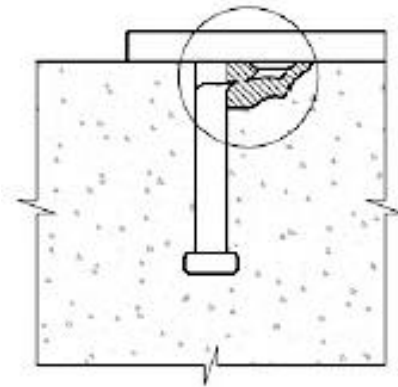


Figura 33. Rotura del acero.

- ❖ En anclajes de expansión mecánica sometidos a esfuerzos de corte pueden fallar también por deslizamiento si la fuerza de expansión proporcionada por el anclaje no es suficiente para resistir los esfuerzos de corte a los que se ha sometido (Figura 34).

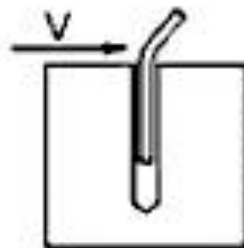


Figura 34. Fallo por deslizamiento del anclaje (Eligehausen et al. 2006) (10).

1.4.3. Comportamiento de los anclajes en hormigones no fisurados

La Figura 35, representan las distintas curvas idealizadas carga/desplazamiento según los diferentes modos de fallo que pueden sufrir los anclajes, sugeridas por Fuchs et al. (1995) (21).

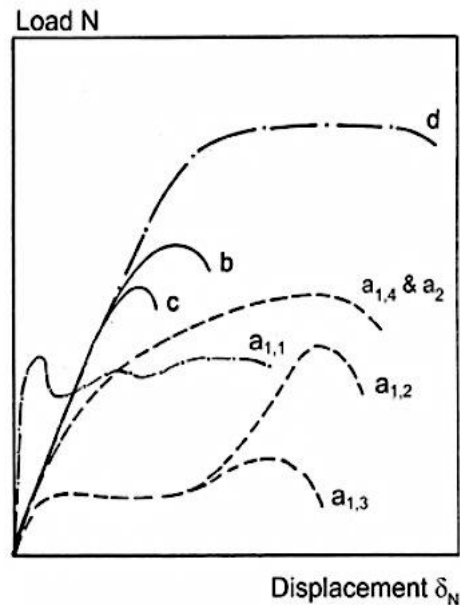


Figura 35. Curvas idealizadas carga/desplazamiento según los diferentes modos de fallo que pueden sufrir los anclajes (Fuchs et al. 1995) (21).

La curva de $a_{1,1}$ es típica de los anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado al producirse un fallo por deslizamiento.

Las curvas $a_{1,2}$ y $a_{1,3}$ representan un fallo por deslizamiento en los anclajes de expansión mecánica de par controlado, cuando la expansión generada por el elemento de fijación, no se desarrolla adecuadamente. En este caso, los anclajes se someterán a una gran cantidad de desplazamiento en un nivel de carga relativamente bajo, como se muestra por las curvas.

La curva $a_{1,4}$ representa un fallo por deslizamiento en los anclajes rebajados, pernos conectores y los tornillos.

La curva a_2 representa un fallo por deslizamiento en los anclajes de expansión mecánica de par controlado. Estos tienen un comportamiento similar al de los tornillos, los pernos conectores y anclajes rebajados.

Las curvas b y c representan respectivamente los anclajes en los cuales se produce un fallo por arranque de hormigón y el fallo por división del hormigón.

La curva d representa los anclajes en los cuales se produce la rotura del acero. Un comportamiento dúctil, como se indica por la curva d, se producirá sólo si la longitud del perno es suficiente, es decir, si el perno está suficientemente anclado en el hormigón.

La Figura 36 ilustra las curvas carga/desplazamiento típicas de placas de anclajes situadas lejos de los bordes sometidas a esfuerzos de corte (línea continua) y a tracción (línea discontinua), sugerida por Rehm et al. (1988) (26).

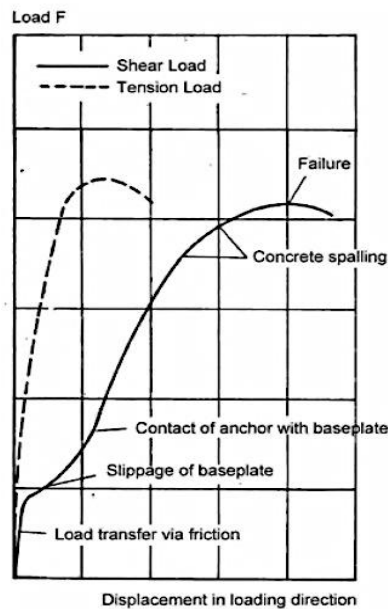


Figura 36. Típicas curvas carga/desplazamiento de placas de anclaje sometidas a tracción o cortante (Rehm et al. 1988) (26).

Las placas de anclaje situadas cerca de un borde libre, sometida a esfuerzos de corte en dirección del bode mostrará un comportamiento similar a la que se muestra en la Figura 36, sin embargo, la carga de rotura dependerá de la resistencia proporcionada por el hormigón.

Podemos encontrar más información sobre el comportamiento carga/desplazamiento de los canales de anclaje en Kraus, 2003 (27); de los anclajes químicos en Meszaros, 1999 (28); de los anclajes de plástico en Pregartner, 2003 (29) y de los tornillos en Küenzlen, 2005 (30).

Los métodos de análisis para determinar las cargas de rotura de los anclajes según los diversos modos de rotura descritos anteriormente bajo cargas estáticas se puede encontrar en varios documentos, por ejemplo ACI 318-08 Apéndice D (4), CEB (1994) (13), Eligehausen et al. (2006) (10) y otros muchos.

1.4.4. Comportamiento de los anclajes en hormigones fisurados

Numerosas investigaciones han mostrado que el comportamiento de los anclajes puede variar significativamente en hormigón fisurado y no fisurado, por ejemplo, Cannon (1981) (14) o Eligehausen y Balogh (1995) (31). La diferencia de comportamiento se expresa como un cambio en la rigidez, capacidad de carga máxima, y posiblemente, en el modo de fallo del anclaje (Figura 37).

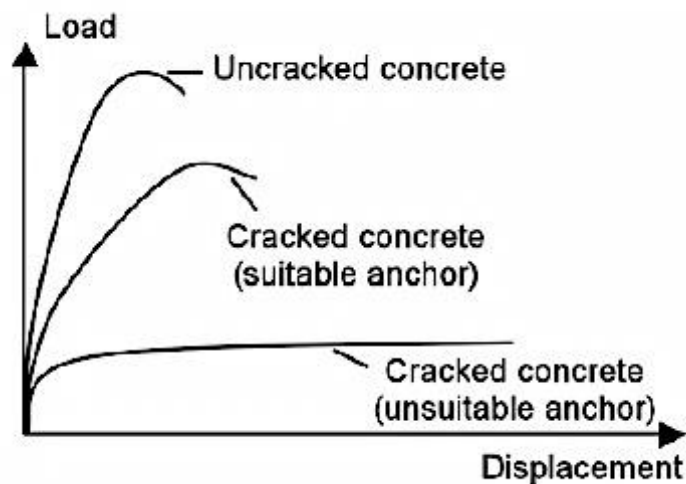


Figura 37. Variación de las curvas carga/desplazamiento en hormigones fisurados y no fisurados en anclajes de expansión mecánica de par controlado (Cannon 1981) (14).

Muchos anclajes diseñados para su uso en hormigón no fisurado, no son adecuados para su uso en hormigón fisurado. Los factores críticos en la determinación de la medida de la influencia debida a la fisuración son: el tipo de anclaje y su diseño, la ubicación de las fisuras en relación con el anclaje, la carga aplicada sobre el anclaje y la abertura de la fisura.

Las pruebas de una serie de anclajes cargados en tracción en hormigón fisurado, con fisuras generados mediante cargas estáticas y no dinámicas, muestran reducciones en su capacidad de carga del 30% e incluso más en fisuras con aberturas relativamente pequeña ($\Delta w = 0,3 \text{ mm}$).

La Figura 38 muestra los índices obtenidos experimentalmente de la capacidad de carga última en hormigón fisurado y no fisurado, y las tendencias en la reducción de la capacidad de carga debido a la formación de fisuras en algunos tipos de anclajes.

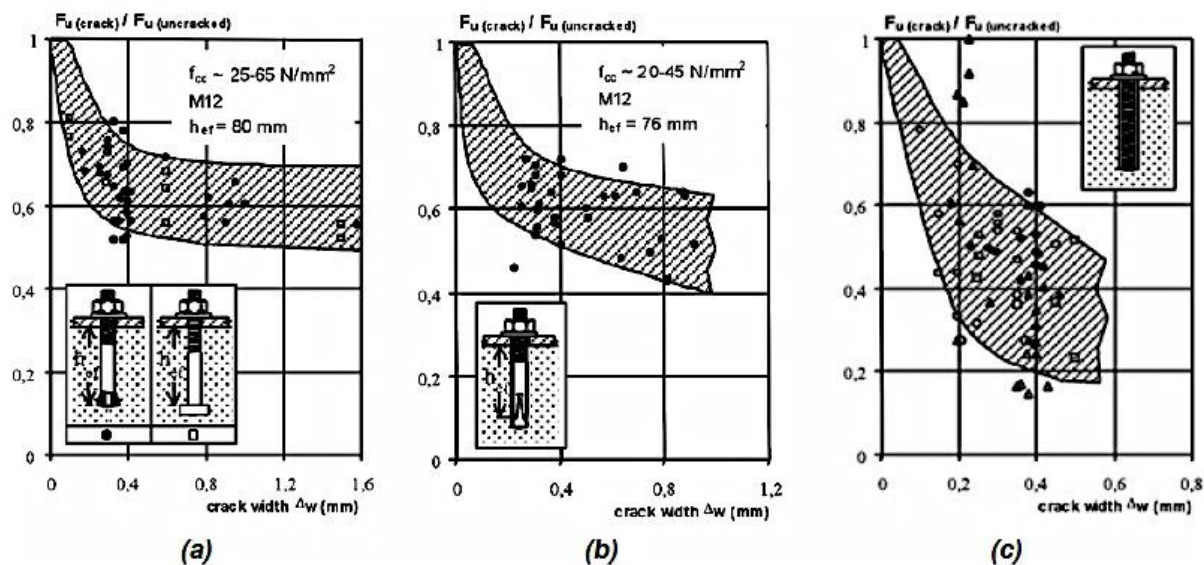


Figura 38. Capacidad de carga última de anclajes en hormigón fisurado bajo cargas de tracción: (a) anclajes rebajados y pernos coectores; (b) anclajes de expansión mecánica de par controlado diseñados para su uso en hormigones fisurados, (c) anclajes químicos (Eligehausen y Balogh 1995) (31).

1.5. Investigaciones de anclajes bajo cargas monotónicas de corte

En la década de los 60 no se había establecido ningún criterio de cálculo de los anclajes formados por pernos conectores y las únicas pautas de diseño se encontraban establecidas por parte de los fabricantes de pernos.

Para determinar el comportamiento y la capacidad de carga de los pernos conectores, Viest (1956) (3) realizó 12 ensayos a corte con diferentes ratios de profundidad efectiva frente a diámetro (h_{ef}/d), donde h_{ef} es la altura del perno desde su base hasta la parte inferior de la cabeza.

En estos ensayos observó tres tipos de rotura: rotura del acero, donde el perno alcanzaba el límite de rotura y rompía; rotura del hormigón, donde el hormigón alrededor del perno rompía a compresión (por aplastamiento); y roturas mixtas que incluían fallos de ambos materiales. Para evaluar la resistencia a corte de los pernos conectores en estructuras mixtas propuso la siguiente formulación para obtener la carga crítica basadas en el diámetro del perno (d) y la resistencia característica del hormigón (f_c').

$$\text{Si } d < 1 \text{ in} \quad V_{Rd} = 5.25 \cdot d^2 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{4000}{f_c'}}$$

$$\text{Si } d > 1 \text{ in} \quad V_{Rd} = 5 \cdot d \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{4000}{f_c'}}$$

donde:

V_{Rd} = Capacidad resistente a cortante (*kips*)

d = Diámetro del perno (*in*)

f_c' = Resistencia característica del hormigón a compresión (*ksi*)

Viest (3) afirmó que si dicha carga crítica era superada, los pernos permitirían un gran deslizamiento entre la viga de acero y la losa de hormigón por lo que recomendaba que la carga de diseño se basara en dicha carga crítica.

Posteriormente, Driscoll y Slutter (1961) (32) estudiaron un diseño plástico para vigas mixtas, concluyendo que dicho método proporcionaba ventajas sobre un diseño elástico, afirmando que el diseño plástico proporcionaba un ahorro sustancial en las vigas de acero y los pernos. Propusieron una modificación de la ecuación Viest (3) para el cálculo de la resistencia a corte de los pernos conectores ya que observaron que el ratio profundidad - diámetro (h/d) en pernos embebidos en hormigones debía ser mayor o igual a 4,2 para que se pudiese desarrollar toda la resistencia a corte del perno.

$$\text{Pernos cortos } (h/d < 4,2) \quad V_{Rd} = \frac{222 \cdot h \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}{A_s}$$

$$\text{Pernos largos } (h/d > 4,2) \quad V_{Rd} = \frac{932 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c'}}{A_s}$$

donde:

V_{Rd} = Capacidad resistente a cortante (*kips*)

h = Altura total del perno una vez soldado (*in*)

A_s = Área de la sección transversal del perno (*in²*)

En estas primeras investigaciones también se estudiaron los anclajes a tracción. Driscoll y Slutter (1961) (32) establece el mismo límite geométrico de $(h/d) = 4,2$ para diferenciar

el modo de estimación de la capacidad resistente de los anclajes sometidos a esfuerzos normales. Con los resultados experimentales de este trabajo se observa que los pernos con esbelteces superiores a este valor desarrollan una rotura por fallo del acero. Este tipo de rotura es dúctil y permite al anclaje alcanzar su máxima capacidad resistente con la plastificación del perno. La ecuación que propusieron con la que poder calcular la resistencia a tracción de los pernos que superan esta esbeltez, es la siguiente:

$$N_{s,Rd} = A_s \cdot f_u$$

donde:

$N_{s,Rd}$ = Capacidad resistente del anclaje a tracción por fallo del acero del perno

f_u = Resistencia última del acero

La resistencia estimada se reduce para los anclajes formados por pernos con esbelteces menores al límite establecido. Esta reducción se debe a la posibilidad de que la rotura se produzca por un fallo local del hormigón (*pryout*).

Chinn (1965) (33) y Steele (1967) (34) desarrollaron ensayos de corte con losas mixtas fabricadas con hormigón ligero. Davies (1967) (35) estudió los efectos de grupo con varios pernos conectores. Mainstone y Menzies (1967) (36) llevaron a cabo ochenta y tres ensayos de corte que cubrían el comportamiento de los pernos conectores frente a cargas estáticas y de fatiga. Goble (1967) (37) investigó los efectos de espesor del ala en la resistencia de piezas mixtas.

En 1969 Courtois (15) comenzó a estudiar la geometría de los posibles mecanismos de rotura producidos por el fallo del hormigón. Estos estudios concluirán posteriormente en el método cónico de cálculo de anclajes, que tuvo presencia en la normativa referente a anclajes hasta finales de los años 90.

En 1971 nació del *Precast/Prestressed Concrete Institute's* la primera edición del *PCI Design Handbook* (16), en la que se comenzaron a incorporar las investigaciones desarrolladas sobre anclajes. En esta primera edición se incorpora a la normativa la influencia de la proximidad a un borde libre en los anclajes de pernos. En estos casos, el cálculo de la capacidad resistente a cortante de un perno se obtiene la siguiente expresión:

$$V_{c,Rd} = \phi_f \cdot (2500 * c_{a1} - 3500)$$

donde:

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (*Lb*)

c_{a1} = Distancia del eje del perno al borde libre en la dirección del cortante (*in*)

ϕ_f = Coeficiente de reducción de resistencia

En dicha expresión no se incluyen datos básicos como la resistencia del hormigón, el área del perno, su diámetro, etc. La formulación corresponde a una recta y de ella se deduce una separación mínima al borde de $c_{a1} > 1,4$ (*in*), ya que este valor anula la expresión y con separaciones menores dan como resultado resistencias negativas.

Ollgaard, Slutter y Fisher (1971) (38) continuaron con la investigación del método cónico de cálculo de anclajes. Propusieron la primera fórmula para calcular la resistencia a corte de los pernos conectores, que fue adoptada por el *AISC Specification* en 1978 (39) y posteriormente por el *AISC Manual* en 1993 (40). Realizaron cuarenta y ocho ensayos de corte en anclajes formados por pernos conectores soldados a una base metálica en hormigones ligeros y estándar con un ratio de profundidad efectiva frente a diámetro (h_{ef}/d) constante de 3,26. Los fallos se dieron tanto en el acero como en el hormigón. Las ecuaciones propuestas se basan en considerar una superficie de rotura cónica e incluyen la resistencia individual del perno, la resistencia a compresión del hormigón y su módulo de elasticidad.

Resistencia por fallo del acero:

$$V_{s,Rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} < A_s \cdot f_u$$

Resistencia por fallo del hormigón:

$$V_{c,Rd} = 0,0157 \cdot h \cdot d \cdot f_c' + 6,8$$

donde:

$V_{s,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del acero (*kips*)

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (*kips*)

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (*ksi*)

Nelson Stud Welding (41), (42) investigó de la rotura del hormigón por un cono a 45° y en su trabajo concluyó que a partir de longitudes de embebido mayores que las comprendidas entre $8 \cdot d < h_{ef} < 10 \cdot d$ deja de producirse el fallo del hormigón y comienza a producirse el fallo del acero. Como resultado de su investigación también se propuso el coeficiente de reducción de $\phi_f = 0,75$ para los casos en que se utiliza hormigones ligeros.

En 1974 algunos estándares nacionales, como la *British Standards Institution for Bridges* (43), incluyeron una relación de proporcionalidad entre la longitud de los pernos conectores y su resistencia. En sus estudios se señaló que los pernos de diámetro 19mm y altura de 100mm resultaban entre un 14% y un 18% más resistentes que los pernos de diámetro 19mm y altura de 75mm dependiendo de la resistencia del hormigón.

En 1975 Cannon et al. (14) propusieron una de las primeras guías de cálculo en la que utilizaba esta modelización de la geometría de la fractura mediante un cono a 45°. En su trabajo se incluyen los anclajes sometidos a esfuerzos cortantes, esfuerzos normales y la combinación de ambos.

En 1978 el *Industry Handbook Committee* (17) actualizó la formulación de McMackin et al. (44) con la incorporación del factor de corrección λ , que establece la influencia que el tipo de hormigón tiene en la resistencia del anclaje. Esta aportación se incorporó de en la segunda edición del *PCI Design Handbook* (17), tal como se expone a continuación:

$$V_{c,Rd} = 3250 \cdot \phi_f \cdot (c_{a1} - 1) \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c'}{5000}}$$

donde:

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (*kips*)

λ = Factor de modificación para el peso propio del hormigón (tomando los valores: 1,00 para hormigones convencionales; 0,85 para hormigones ligeros estándar con áridos ligeros; 0,75 para el resto de hormigones ligeros)

Jonhson y Oehlers (1981) (45) llevaron a cabo una investigación mediante análisis por elementos finitos con el fin de estudiar la variación de la resistencia de los pernos en función de su altura. Este estudio demostró que los anclajes presentan una mayor resistencia al aumentar el embebido de los pernos. Los autores también observaron que

los pernos con una esbeltez de $h/d = 7$ alcanzaban una resistencia a cortante de al menos el 98% de su capacidad última a tracción.

Martin et al. (46), propuso las formulaciones que simplificaban las propuestas por Cannon et al. (14) para modelar las superficies de rotura como un cono de 45° . Este trabajo se incorpora posteriormente a la normativa americana ACI 349-80 (47).

En 1982 la investigación de Klingner et al. (48) contrasta experimentalmente los resultados aportados por el método cónico en anclajes cortos y pernos conectores. Como resultado de este trabajo se confirma la validez del método para este tipo de anclajes embebidos en hormigón. Para los anclajes sometidos a esfuerzos de corte, este método modeliza una superficie de rotura semicónica definida por una altura igual a la distancia al borde c_{a1} y un ángulo de rotura de 45° proyectado hasta la superficie del borde libre. La ecuación de cálculo incluye el la influencia de proximidad a un borde libre y la resistencia del hormigón.

En esta década, Hawkins (49) realizó ensayos de anclajes formados por grupos de pernos y documentaron la geometría de las superficies de rotura. En 1985 Shaikh et al. (50) actualizaron la formulación al introducir el coeficiente 800 en la ecuación que determina la capacidad resistente a cortante de los anclajes de pernos sin influencia de bordes. En este mismo año, el *PCI Design Handbook* incorpora esta actualización en su tercera edición (18). En ella también se incluye el efecto producido por los grupos de pernos.

Sin influencia por proximidad de bordes:

$$V_{s,Rd} = \phi_f \cdot 800 \cdot A_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Con influencia por proximidad de bordes:

$$V_{c,Rd} = \phi_f \cdot 2 \cdot \pi \cdot c_{a1}^2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

donde:

$V_{s,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del acero (*kips*)

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (*kips*)

En la tercera versión del PCI (18), se recoge por primera vez la formulación aplicable a anclajes sometidos a cortante hasta el punto de incluir la influencia de los bordes libres perpendiculares a la dirección de la acción.

En 1987 en el trabajo de Eligehausen et al. (51) se incluye el efecto que tiene la separación entre pernos s en la resistencia global de los anclajes, en un rango determinado de valores. Las distintas variables que intervienen en el problema se incluyen en la formulación mediante unos multiplicadores κ . La siguiente ecuación permite determinar el valor promedio de la resistencia frente al fallo del hormigón por cortante:

$$V_{c,Rd} = \left(h_{ef}/d \right)^{0,2} \cdot s^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{d}$$

donde:

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (kN)

h_{ef} = Profundidad efectiva del perno, (mm)

d = Diámetro de perno (mm)

s = Distancia de separación entre los ejes de los pernos (mm)

f_c = Resistencia a compresión del hormigón (N/mm^2)

En la ecuación anteriormente expuesta, se limita a pernos en el rango de profundidad de embebido entre $4 \cdot d < h_{ef} < 8 \cdot d$ y con hormigón de resistencia característica a compresión del hormigón entre $15 < f_c < 60$ (N/mm^2). Además las distancias de separación entre pernos (s) se encuentra limitada en unos rangos de valores determinados. Posteriormente se eliminó de esta ecuación el término $\left(h_{ef}/d \right)^{0,2}$ y lo sustituyó por la constante 1,32 ya que se supuso que $h_{ef} = 4 \cdot d$, de modo que la expresión se reduce a:

$$V_{c,Rd} = 1,32 \cdot s^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{d}$$

En 1992 se presentó la cuarta edición del *PCI Design Handbook* (19). En esta edición permanece sin variación la ecuación que corresponde a los pernos conectores que no se encuentran afectados por la presencia de bordes libres cercanos. Sin embargo, en esta

nueva edición se especifica un rango de valores de separación entre el perno y borde libre de $c_{a1} \geq 15 \cdot d$.

En 1999 apareció la quinta edición *PCI Design Handbook* (20) con la formulación que a continuación se expone.

Sin influencia por proximidad de bordes:

$$V_{s,Rd} = n \cdot \phi_f \cdot 800 \cdot A_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$$

Con influencia por proximidad de bordes:

$$V_{c,Rd} = \phi_f \cdot V_c' \cdot C_s \cdot C_h \cdot C_{ca}$$

$$V_c' = \phi_f \cdot 12,5 \cdot c_{a1}^{1,5} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$C_s = \left(1 + \frac{s}{3,5 \cdot c_{a1}}\right) \leq n_s$$

$$C_h = \left(\frac{h}{1,3 \cdot c_{a1}}\right) \leq 1$$

$$C_{ca} = \left(0,4 + 0,7 \cdot \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right) \leq 1$$

donde:

$V_{s,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del acero (*kips*)

$V_{c,Rd}$ = Capacidad resistente a cortante del hormigón (*kips*)

n = Número de pernos que componen el anclaje

C_s = Factor de modificación debido a la condición de separación entre pernos

C_h = Factor de modificación debido al espesor de la losa de hormigón

C_{ca} = Factor de modificación debido a la condición de separación de los pernos al borde libre

c_{a1} = Distancia del eje del perno al borde libre en la dirección del cortante. En caso de ser un grupo de pernos, se considera desde la fila más alejada del borde libre.

c_{a2} = Distancia del eje del perno al borde libre en la dirección perpendicular a la del cortante. En caso de ser un grupo de pernos, se considera desde la fila más próxima del borde libre.

La ecuación que corresponde a los pernos conectores que no se encuentran afectados por la presencia de bordes libres cercanos fue cuestionada por no reflejar correctamente la resistencia del hormigón en distancias mayores a la establecida como límite de $15 \cdot d_1$ y porque su justificación aparecía incompleta. Por ello, no persistió en la quinta edición del *PCI Design Handbook* de 1999 (20) a diferencia de las ecuaciones que corresponden a los pernos conectores que se encuentran afectados por la presencia de bordes libres que si aparecieron.

Oehlers y Bradford (1995) (52) desarrollaron una campaña experimental con pernos conectores y obtuvieron resultados similares a los que obtuvieron obtenido analíticamente Jonhson y Oehler en 1981 (45) mediante elementos finitos. En este estudio teórico-analítico se presentaba una relación de proporcionalidad entre la longitud de los pernos y su resistencia, en función de la resistencia del hormigón.

En 1995 Fuchs, Eligehausen, y Breen (21) desarrollaron el método CCD "*Concrete Capacity Design*" al combinar los resultados experimentales más de 1200 ensayos tanto Europeos como Americanos.

Viest (1996) (53) desarrolló una campaña experimental diseñada para estudiar la capacidad resistente de los anclajes a tracción. Esta campaña consistió en una serie de diez ensayos *push-off* (ensayo de un anclaje a tracción), diseñados con el fin de obtener el fallo por el agotamiento de la capacidad resistente del acero. Viest (53) propuso una modificación de la formulación para estimar la capacidad resistente de los anclajes por el fallo del acero de la *AASHTO Specifications* de 1957. Esta formulación, se compone de las mismas variables que la planteada por Driscoll y Slutter en 1961 (32). De este modo únicamente participan el área de la sección del perno A_s y la resistencia última del acero a tracción f_u . La diferencia entre ambas formulaciones se encuentra en el límite geométrico para su utilización. En el caso de Viest (53) el límite es ligeramente superior, con un valor de (h/d) mayor o igual a 4,5.

$$N_{s,Rd} = A_s \cdot f_u$$

donde:

$N_{s,Rd}$ = Capacidad resistente del anclaje a tracción por fallo del acero del perno

f_u = Resistencia última del acero

Entre el 2000 y el 2007 D. F. Meinheit y N. S. Anderson (54) llevaron a cabo un exhaustivo programa de investigación con el fin de asentar los conocimientos sobre la resistencia a cortante de los pernos conectores. En el año 2004 las investigaciones de Saari et al. (55) incluyen ensayos de anclajes bajo esfuerzos normales, tangenciales y una combinación de ambos. Como conclusión se ha demostrado el grado de influencia que aportan los fenómenos del hormigón, como puede ser el efecto de confinamiento o la presencia de refuerzos metálicos. Ese mismo año, Topkaya et al. (56) ensayaron 24 muestras con el fin de describir el comportamiento de los pernos conectores en hormigones de corta edad.

En Europa se han llevado a cabo las labores para estandarizar los procedimientos de ensayo y se han comenzado a incorporar en la normativa los métodos de cálculo de los pernos. El proceso de estandarización se logró llevar a cabo definitivamente en el *Eurocódigo 4 UNE- ENV 1994-1.1* en el año 2004 (57). En esta misma normativa y en el *European Technical Approval ETA-03/0041* del año 2008 (58) se pueden encontrar las nociones básicas para el uso de los pernos conectores y las formulaciones para la estimación de su capacidad. Sin embargo, los contenidos sobre pernos conectores de estas normativas se encuentran todavía limitados a unos pocos usos muy concretos de la construcción mixta.

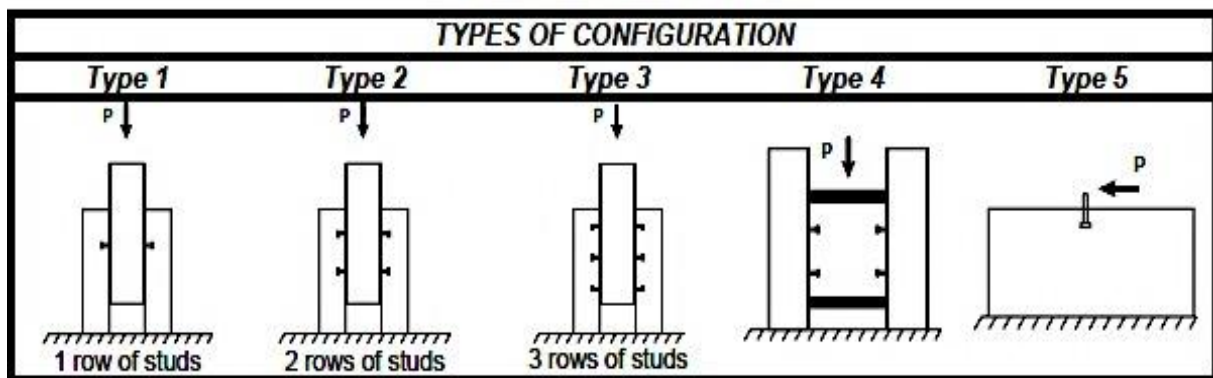
Se incorporaron nuevas actualizaciones en el cálculo de anclajes de pernos conectores en la sexta edición del *PCI Design Handbook* en el 2004 (5). En el año 2005, en el apéndice D del *ACI 318-05* (59) se recogen las distintas ecuaciones de estimación de la capacidad resistente de los anclajes. Estas formulaciones consideran mediante el CCD los diferentes modos de fallo posibles tanto de los anclajes pre-instalados como de los post-instalados.

La diferencia principal entre ambas normativas, el *PCI 6th Edition* (5) y el *ACI 318-409* (4), es el modo en la estimación de la capacidad mecánica del hormigón. El PCI (5) considera un hormigón no fisurado, acompañado de los correspondientes factores de reducción para los casos de fisuración. Por el contrario, el ACI (4) supone un hormigón fisurado por defecto e incluye los factores de mayoración a aplicar para los casos que corresponda. En la actualidad la normativa más aplicada para los pernos conectores es la última versión del *American Concrete Institute ACI Committee 318-409* del año 2008 (4).

En 2009, Pallarés y Hajjar (60) hicieron una revisión sistemática de 391 ensayos sometidos a esfuerzos de corte con pernos conectores (Figura 39), evaluando las fórmulas estatales para el dimensionamiento de anclajes con pernos conectores frente a esfuerzos

de corte en construcción mixta versus los 391 ensayos monotónicos de la literatura revisada. Llegaron a las siguientes conclusiones:

- 1.- Los modos de fallo más probables en estructuras mixtas es el desprendimiento del hormigón alrededor del perno.
- 2.- La fórmula del *AISC 2005* (61) para predecir el modo de fallo por rotura del acero en pernos conectores es precisa si se incluye un factor de resistencia para asegurar un aceptable nivel de fiabilidad.
- 3.- El *EC-4 (2004)*(57) proporciona resultados conservadores en la mayoría de los casos tanto para roturas del hormigón como del acero cuando se aplican los factores de resistencia.
- 4.- El *PCI 6th Edition* (5) y el *ACI 318-08*(4) proporcionan predicciones más conservadoras para la rotura del hormigón que el *AISC 2005* (61), siendo el *PCI 6th Edition* (5) el más preciso. *AISC 2005* (61) no es conservador en cuanto a la rotura del hormigón.
- 5.- La resistencia del acero para pernos conectores, calculada a partir de la formula $A_s \cdot F_u$ con un factor de resistencia de 0,65 es la única formula que necesita ser revisada, en los casos en los no se va a producir la rotura del hormigón, es decir, en hormigones de peso normales cuando $h_{ef}/d \geq 4,5$ que equivale a $h/d \geq 5$ y en hormigones ligeros cuando $h_{ef}/d \geq 6,5$ que equivale a $h/d \geq 7$.



Reference	h_e/d	# Tests	Type	Type of tests	Concrete	Range of f'_c (ksi)
Viest (1957)	2.47, 2.55, 3.23, 3.22, 4.53, 4.67, 4.77, 5.50, 7.00	12	1	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal : 12 Lightweight: 0	3.19 – 4.39
Shoup and Singleton (1983)	8.00, 6.30, 5.20, 6.67, 9.33, 9.65	9	2	8 studs (4 per side)	Normal : 9 Lightweight: 0	3.43 – 4.89
Chapman Balakrishnan (1984)	2, 3.29, 4.67, 7.29	9	1	4 studs (2 per side)	Normal : 9 Lightweight: 0	3.64 – 6.10
Buttry (1985)	2.00, 3.33, 3.50, 4.67, 5.38, 5.90, 7.38	22	1	4 studs (2 per side)	Normal : 9 Lightweight: 13	3.02 – 6.22
Chinn (1985)	3.33, 3.38, 3.41, 4.00, 4.67, 5.38, 4.67	10	1	4 studs (2 per side)	Normal : 8 Lightweight: 2	3.99 – 5.48
Mainstone and Menzies (1987)	4.67	11	1	4 studs (2 per side)	Normal : 11 Lightweight: 0	3.74 – 5.02
Davies (1987)	4.67	19	1, 2, 3	4, 6, or 8 studs (2, 3, or 4 per side)	Normal : 19 Lightweight: 0	3.76 – 5.52
Steele (1987)	3.50	18	1	4 studs (2 per side)	Normal : 3 Lightweight: 15	2.98 – 4.37
Dallam (1988)	4.00, 4.67, 5.90, 7.38	17	1	4 studs (2 per side)	Normal : 2 Lightweight: 15	3.89 – 6.11
Baldwin (1970)	3.50, 4.00, 4.67, 5.90, 7.38	26	1	4 studs (2 per side)	Normal : 2 Lightweight: 24	2.99 – 8.07
Menzies (1971)	4.67	6	1	4 studs (2 per side)	Normal : 6 Lightweight: 0	2.47 – 7.33
Hawkins (1971)	2.00, 2.33, 2.86, 3.00, 3.51, 4.00, 4.67	22	2	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal : 22 Lightweight: 0	2.89 – 5.04
Ollgaard et al. (1971)	3.50, 4.21	48	1, 2	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal : 18 Lightweight: 30	2.67 – 5.08
Klingner and Mendonca (1982)	11	8	5	"In the field"	Normal : 8 Lightweight: 0	4.28
Hawkins and Mitchell (1984)	3.33	2	5	"In the field"	Normal : 2 Lightweight: 0	1.97 – 8.98
Jayas and Hosain (1989)	4.30	1	3	12 studs (6 per side)	Normal : 1 Lightweight: 0	4.37
Zhao (1993)	2.27, 2.96, 4.09	18	5	"In the field"	Normal : 18 Lightweight: 0	3.13 – 3.36
An and Cederwall (1996)	3.51	8	2	8 studs (2 per side)	Normal : 8 Lightweight: 0	4.46 – 13.2
Gattesco et al. (1996)	6.58	1	5	"In the field"	Normal : 1 Lightweight: 0	3.77
Saari et al. (2004)	6.67	2	4	4 studs (2 per side)	Normal : 2 Lightweight: 0	4.44 – 5.04
Shim et al. (2004)	5.68, 5.22, 4.70	17	2	8 studs (4 per side)	Normal : 17 Lightweight: 0	5.13 – 9.35
Anderson and Meinheit (2005)	3.62, 4.21, 4.81, 5.32, 5.93, 9.84	105	5	"In the field"	Normal : 105 Lightweight: 0	5.15 – 7.15

Figura 39. Configuraciones de los ensayos con pernos conectores (Pallarés y Hajar 2009) (60).

1.6. Investigación de anclajes bajo cargas cíclicas

Durante un terremoto un anclaje puede ser sometido a una combinación de tracciones y fuerzas de corte cíclicas. Además, el anclaje podría verse situado en una fisura que, o bien se forma durante el terremoto o bien se ha generado algún momento anterior. El ancho de la fisura variará a lo largo de la duración del terremoto, por ejemplo, la fisura se abrirá y se cerrará varias veces, como resultado de la deformación de la estructura en la que se encuentra el anclaje. En consecuencia, el comportamiento sísmico de anclajes depende de numerosos parámetros, incluyendo:

- 1.- La amplitud, la frecuencia, la secuencia y número de ciclos de las acciones impuestas.
- 2.- La dirección de aplicación de las acciones: axial, cortante o combinados.
- 3.- El estado del hormigón circundante: no fisurado o fisurado, fisuras con una orientación paralela al eje de anclaje, modo de fisuración durante un movimiento fuerte del suelo.
- 4.- Cantidad y orientación de los refuerzos en las proximidades del anclaje.
- 5.- Características del anclaje, incluyendo mecanismo de transferencia de carga, las propiedades del material, el diámetro y empotramiento.

En esta sección se realiza una revisión bibliográfica de las investigaciones de anclajes pre-instalados y post-instalados en hormigón bajo condiciones cíclicas relevante. Los comentarios se han agrupado de acuerdo con los que tratan la influencia de las cargas cíclicas a tracción, la influencia de las cargas cíclicas de corte y la influencia de las cargas cíclicas combinadas de tracción y corte. Las investigaciones en las que se han ocupado de varios aspectos del comportamiento de los anclajes podrían aparecer en más de una sección, sin embargo, los aspectos se revisan por separado.

Para aplicaciones sísmicas, son de interés, cargas de gran amplitud ($F \geq 0,5 * F_{u,m}$) y bajo número de ciclos ($n < 1000$). Varias de las investigaciones de las que se informa a continuación se han adoptado del CEB (1994) (13).

1.6.1. Cargas cíclicas de tracción

En la década de los 80s fueron varios los investigadores que realizaron ensayos con cargas cíclicas de tracción. Cannon (1981) (14) realizó ensayos cargando vigas de hormigón armado ($f_c = 40 \text{ N/mm}^2$) cíclicamente a flexión. La carga se transmitía a las

vigas por una serie de accesorios conectados con pasadores y fijados a la viga mediante anclajes post-instalados. Se variaron el tipo de anclaje y el número de ellos, la cantidad de acero de refuerzo, la magnitud de carga y la frecuencia, y la rigidez del dispositivo de fijación.

Cannon (14) concluyó que:

- 1.- Bajo cargas cíclicas, el rendimiento de los anclajes dependía de la magnitud de la carga aplicada, la coincidencia de fisuración por flexión en el lugar de anclaje y la rigidez o flexibilidad del anclaje.
- 2.- Observó que cuando la carga que produce la fisuración por flexión de la viga es transmitida a la viga a través de los anclajes, las fisuras, casi siempre coincidían con las ubicaciones de los anclajes.

Lindquist (1982) (62) realizó un análisis exhaustivo de la literatura que comprendía 6000 ensayos y recogió los datos de pruebas sobre el rendimiento de los anclajes post-instalados en hormigón para identificar las necesidades de investigación. Posteriormente llevó a cabo 36 ensayos para estudiar el efecto de la resistencia última en anclajes pre-cargados, de expansión mecánica de par controlado y de desplazamiento controlado, en hormigón no fisurado ($f_c = 41 \text{ N/mm}^2$). La mayoría de los ensayos se realizaron utilizando bajos ciclos de carga dinámica en tracción, en cortante e inclinadas un ángulo de 30° con respecto al eje del anclaje. Se realizaron distintos niveles de carga, aplicándose 40 ciclos en cada nivel. Los niveles de carga cíclicos superiores fueron 0,2, 0,4, 0,6, 0,8 y 1,0 veces la carga media de referencia y el nivel de carga inferior se mantuvo constante en 2,22 kN (500 lbs) negativos.

Los resultados frente a cargas cíclicas de tracción se pueden resumir como:

- 1.- Los fallos que se produjeron fueron: rotura del acero, deslizamiento del anclaje o rotura del hormigón.
- 2.- Las cargas últimas obtenidas de los ensayos cíclicos no fueron significativamente más bajas que las correspondientes cargas últimas obtenidas en los ensayos monotónicos.
- 3.- Las capacidades carga última no fueron afectadas por el nivel de carga previo.
- 4.- La mayoría de los desplazamientos del anclaje se produjeron durante los primeros ciclos a un nivel de carga dado.

Unos años más tarde, Copley y Burdette (1985) (63) realizaron ensayos similares a los realizados por Cannon (1981) (14), cargando de forma cíclica a flexión una losa de hormigón armado ($f_c = 41 \text{ N/mm}^2$). La carga se transmitía a la losa por una serie de accesorios conectados con pasadores y fijados a la losa mediante placas de anclajes. Las placas de anclaje contenían grupos de cuatro anclajes. Se ensayaron anclajes de expansión mecánica de par controlado, de desplazamiento controlado y tornillos. Los autores concluyeron que existía una relación directa entre la curvatura de la losa y el desplazamiento de los anclajes durante los ciclos de carga, es decir, que existía una relación directa entre la abertura de las fisuras y el desplazamiento de los anclajes. El hecho de que la carga fuese cíclica tenía una importancia secundaria en el estudio y la influencia no fue discutida en detalle.

A finales de los 80s Eibl y Keintzel (1989) (64) realizaron ensayos cíclicos de tracción con anclajes rebajados M12 instalados en hormigón fisurado ($f_c = 30 \text{ N/mm}^2$) con aberturas de fisuras (w) entre 0,7 mm y 1,1 mm. Se ensayaron anclajes individuales con grandes distancias entre ellos y a los bordes. La instalación fue tal que los conos de hormigón que pudieran formarse no se solaparan o se viesan restringidos por un borde. Se aplicaron ciclos sinusoidales de carga a 1 Hz, 5 Hz o 10 Hz al anclaje durante 10 segundos, es decir, se realizaron 10, 50 o 100 ciclos de carga. La carga cíclica aplicada fue entre 2 kN y 0,8 veces la carga de rotura media obtenida en los ensayos monotónicos. La rotura del hormigón fue la que se dio en la mayoría de los casos.

Tras estos ensayos se llegó a las siguientes conclusiones:

- 1.- La histéresis fue casi inexistente durante las cargas cíclicas de tracción.
- 2.- El desplazamiento del anclaje dejó de aumentar después cerca de 50 ciclos de carga (Figura 40).
- 3.- La carga cíclica de tracción aplicada (el 80% la carga de rotura media obtenida en los ensayos monotónicos) no hizo reducir significativamente la capacidad de carga del anclaje, produciéndose una rotura del hormigón (Figura 41).
- 4.- La rigidez secante del anclaje aumentó después de ciclos de carga.
- 5.- El trabajo mecánico conjunto que se produjo durante la carga cíclica y las posteriores cargas era aproximadamente el mismo que bajo la curva de carga estática.

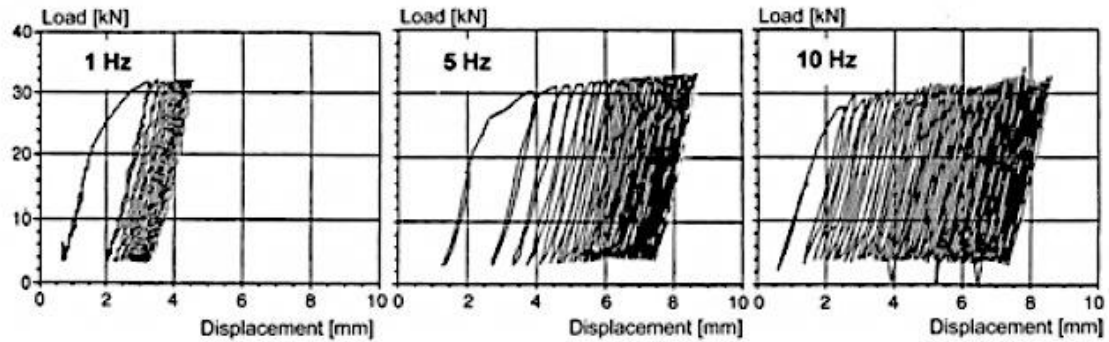


Figura 40. Curvas carga/desplazamiento de anclajes rebajados M12 en hormigón fisurado con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm bajo carga cíclicas de tracción a 1 Hz, 5 Hz y 10 Hz (Eibl y Keintzel 1989) (64).

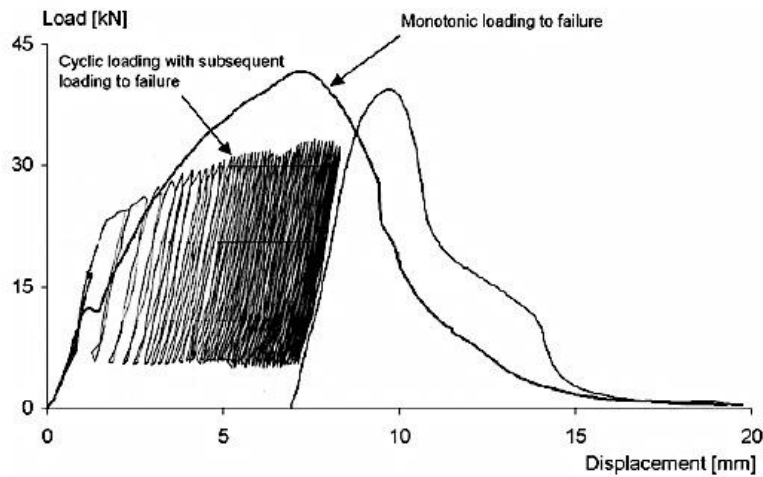


Figura 41. Curvas carga/desplazamiento de anclajes rebajados M12 en hormigón fisurado con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm, produciéndose una rotura del hormigón, bajo cargas estáticas y cíclicas de tracción (Eibl y Keintzel 1989) (64).

Las pruebas realizadas en Eibl y Keintzel (1989) (65) se ampliaron para incluir los anclajes de expansión mecánica de par controlado M12 y una carga cíclica axial, es decir, ciclos de carga de tracción/compresión. Todos los ensayos se realizaron en un hormigón fisurado ($f_c = 30 \text{ N/mm}^2$) con aberturas de fisuras (w) entre 0,7 mm. Se aplicaron al anclaje durante 100 segundos ciclos sinusoidales de carga a 0,1 Hz es decir, 10 ciclos de carga. La carga cíclica aplicada fue entre $\pm 0,8$ veces la carga de rotura media obtenida en los ensayos monotónicos. La rotura del hormigón fue la que se dio en la mayoría de los casos, llegando a las siguientes conclusiones, Eibl y Keintzel (1989) (65):

1.- Los anclajes de expansión mecánica de par controlado dan unos resultados comparables a los anclajes rebajados en tracción y cargas cíclicas de tracción.

2.- La carga cíclica axial aplicada (el 80% la carga de rotura media obtenida en los ensayos monotónicos) no reduce significativamente la capacidad de carga del anclaje, produciéndose una rotura del hormigón, sin embargo, los desplazamientos que se produjeron durante los ciclos de carga axial eran mucho mayores que durante los ciclos de carga en tracción (Figura 42).

3.- La histéresis fue más pronunciada durante los ciclos de carga axial que durante las cargas cíclicas de tracción.

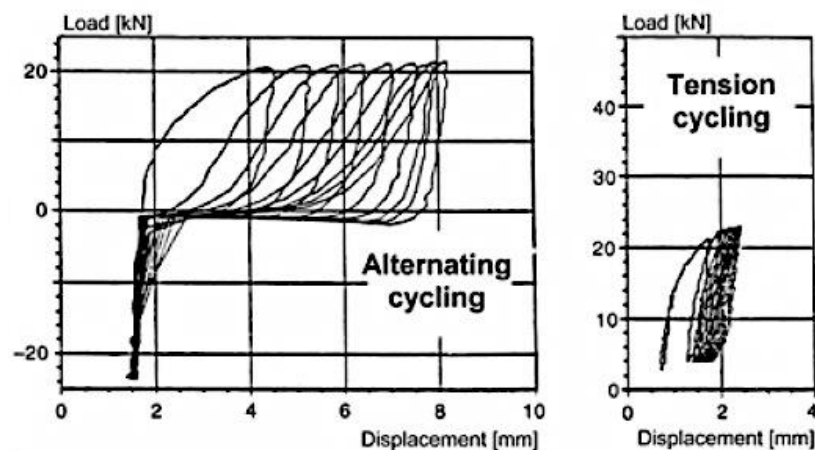


Figura 42. Curvas carga/desplazamiento de anclajes de expansión mecánica de par controlado M12 en hormigón fisurado y con abertura de fisuras (w) de 0,7 mm bajo cargas cíclicas axiales y cargas cíclicas de tracción (Eibl y Keintzel 1989) (65).

1.6.2. Cargas cíclicas de corte

Los primeros ensayos de cíclicos de corte se realizaron a principios de los 80s. Usami et al. (1980) (66) utilizó grupos de pernos conectores ($\phi = 19 \text{ mm}$, $f_u = 480 \text{ MPa}$) pre-instalados en un hormigón no fisurado ($f_c = 25 \text{ N/mm}^2$) con grandes distancias a los bordes. La profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 5,3 \cdot \phi$ y $8,4 \cdot \phi$), el número de pernos ($n = 2$ y 4) y la distancia entre anclajes (150 y 200 mm) fueron variados en los diferentes ensayos, así como el tipo de carga (pulsante de corte y cíclica de corte). Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- 1.- El fallo se produjo generalmente por la rotura del acero durante la aplicación de las cargas cíclicas.
- 2.- La carga de rotura obtenida con dos grupos de pernos fue significativamente mayor que la obtenida en la muestra de un solo grupo de pernos bajo las mismas condiciones.
- 3.- El desplazamiento bajo carga pulsante de corte fue de 45 mm, mucho mayor que bajo la carga cíclica de corte que fue de 15 mm (Figura 43).
- 4.- Con la carga cíclica de corte, la resistencia última fue alrededor del 70% al 80% de la resistencia última mediante la carga pulsante de corte (Figura 43). En dos de las tres pruebas utilizadas para determinar estos valores, se produjo un cambio en el modo de rotura, produciéndose una rotura del hormigón en la carga pulsante de corte, a una rotura del acero en la carga cíclica de corte.
- 5.- Durante la carga cíclica de corte se observó un aplastamiento considerable del hormigón y una disminución de la fuerza aplicada.

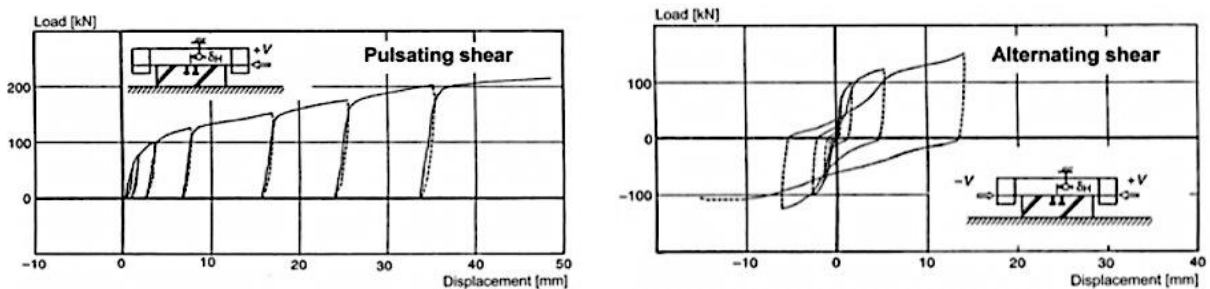


Figura 43. Curvas carga/desplazamiento para un grupo de dos pernos conectores ($\phi = 19 \text{ mm}$, $f_u = 480 \text{ MPa}$) sometida a cargas pulsantes de corte y cargas cíclicas de corte (Usami et al. 1980) (66).

Un año más tarde, Usami et al. (1981) (67) ensayaron con anclajes químicos mediante inyección de mortero epoxi, que fueron sometidos a cargas cíclicas de corte. El diámetro de la barras de anclaje fue de 20 mm, el diámetro del agujero perforado de 40 mm y la profundidad de empotramiento fue ($h_{ef} = 10 \cdot \phi$). Las probetas de ensayo y puesta a punto fueron los mismos que para los ensayos descritos anteriormente (Usami et al. 1980 (66)). En todos los casos se produjo una rotura del acero de los pernos. Se realizaron ensayos similares con anclajes químicos M20 mediante inyección de mortero de poliéster. En los ensayos con una profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 5 \cdot \phi$), se produjo un

deslizamiento del anclaje, mientras que los ensayos con una profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 10 \cdot \phi$), se produjo la rotura del acero.

Posteriormente, Klingner et al. (1982) (48) ensayaron pernos individuales con un diámetro de 19 mm y con una profundidad de empotramiento de ($h_{ef} = 10,7 \cdot \phi$), embebidos en hormigón en masa, con diferentes distancias al borde y embebido en hormigón armado con distancias al borde de 50,8 mm y 101,6 mm sometidos a cargas estáticas y cíclicas de corte. Para los pernos embebidos en hormigón en masa fue suficiente una distancia al borde de 254 mm para evitar la rotura del hormigón. En los pernos embebidos en hormigón armado se obtuvieron distancias al borde muy por debajo de este valor y fueron capaces de desarrollar su resistencia al corte completo, es decir, que se produjera la rotura del acero y esto fue debido a un armado adecuadamente diseñado. El desplazamiento con la carga última para los pernos embebidos en hormigón armado fue grande ya que el hormigón tenía que fisurar antes de que la armadura empezara a trabajar. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- 1.- Se produjo una disminución sustancial de la rigidez a cortante durante los ciclos de carga.
- 2.- El aplastamiento de los ciclos de histéresis se pronuncia cerca del origen.
- 3.- La deformación a cortante una vez alcanzada la carga de corte máxima aumenta con el aumento del número de ciclos. La deformación se atribuyó al machaqueo del hormigón alrededor del perno.
- 4.- Bajo cargas cíclicas, los pernos embebidos tanto en hormigón en masa como en hormigón armado fallaban con cargas aproximadamente un 50% inferiores a las resistidas por los pernos bajo cargas estáticas.

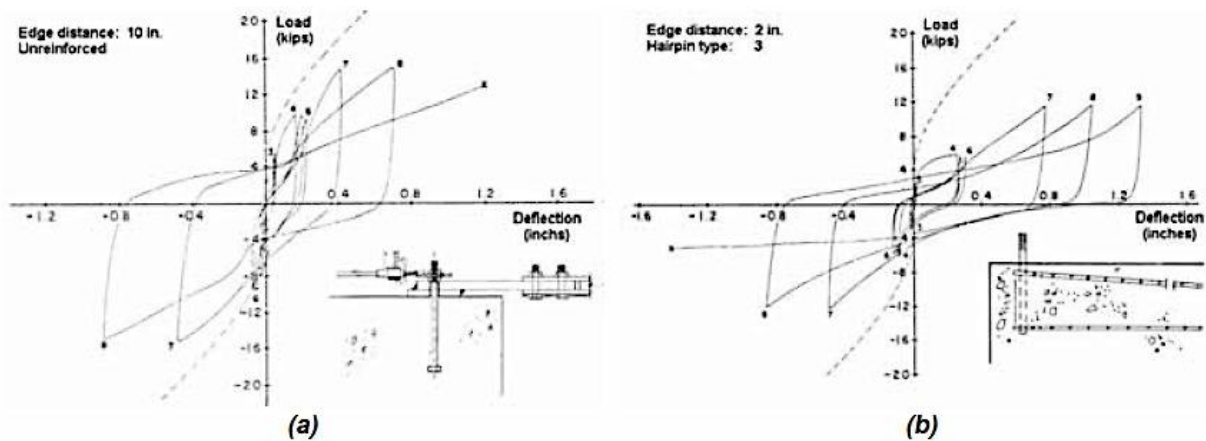


Figura 44. Curvas carga/desplazamiento de pernos conectores bajo cargas de cíclicas de corte, (a) embebidos en hormigón en masa y con grandes distancias de borde; (b) embebidos en hormigón armado y con pequeñas distancias de borde (Klingner et al. 1982) (48).

Lindquist (1982) (62) realizó ensayos con la configuración y procedimiento descrito en el apartado 1.6.1 bajo cargas cíclicas a cortante. Los anclajes fallaron debido a la rotura del acero. Los resultados mostraron que las resistencias últimas a corte no se vieron afectadas por el nivel de carga previo. Además, las resistencias últimas a cortante no se vieron afectadas por la carga “casi pulsante” de corte aplicada.

Unos años más tarde Endo y Shimizu (1985) (68) realizaron ensayos cíclicos de corte en varios tipos de anclajes de expansión mecánica y anclajes químicos usados para realizar muros de rigidización que resistieran los esfuerzos de corte. Se investigó la influencia de la rugosidad en la interfaz entre las estructuras nuevas y existentes, así como el efecto de refuerzo en espiral colocado cerca de la interfaz. Los anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado frente a cargas cíclicas de corte mostraron comportamiento carga/desplazamiento similar al de la Figura 44 (a). La principal diferencia en los ensayos de anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado fue la disminución de la fuerza aplicada durante ciclos de carga a un nivel constante de desplazamiento. Esta disminución fue más pronunciada durante los primeros ciclos y se redujo durante los ciclos posteriores.

Giuriani y Grisanti (1986) (69) sometieron pernos conectores a repetidas cargas de corte. Uno de los principales parámetros investigados fueron la longitud de empotramiento de los conectores, que variaba entre ($h_{ef} = 3 \cdot \phi$ y $8 \cdot \phi$). Los pernos se colocaban lejos de los bordes de modo que se pudiera producir la rotura del acero. Los resultados mostraron que los bucles de histéresis fueron mucho más estrechos para anclajes cortos

($h_{ef} = 3 \cdot \phi$) que para los anclajes largos ($h_{ef} = 8 \cdot \phi$). Además, la degradación debida a las cargas cíclicas fue más significativa para los anclajes cortos.

Ya en los años 90s, Henzel y Stork (1990) (70) realizaron un informe sobre ensayos cíclicos de corte en anclajes de expansión mecánica y anclajes M12 ubicados lejos de los bordes en un hormigón no fisurado ($f_c = 25 \text{ N/mm}^2$). Los ensayos no eran representativos de las condiciones sísmicas, ya que se realizaron un gran número de ciclos de corte de baja amplitud.

Vintzeleou y Eligehausen (1991) (71) realizaron ensayos cíclicos de corte en anclajes de expansión mecánica de par controlado, de desplazamiento controlado, anclajes rebajados y anclajes químicos M12 instalados en un hormigón ($f_c = 25 \text{ N/mm}^2$) fisurado con oberturas de fisuras (w) entre 0,1 a 0,8 mm. Las fisuras eran paralelas a la dirección de la carga. Las profundidades de empotramiento fueron: ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$) en anclajes de expansión mecánica de par controlado, de desplazamiento controlado y anclajes rebajados, y ($h_{ef} = 100 \text{ mm}$) en anclajes químicos.

Los elementos de fijación se instalaron sin ningún refuerzo, a una distancia del borde de 80 a 150 mm. Dependiendo de la distancia al borde y la resistencia del acero, se observaron dos modos de fallo: rotura del hormigón contra borde libre y rotura del acero acompañado por un desprendimiento local del hormigón en frente del anclaje en forma de concha.

La Figura 45 muestra los bucles de histéresis obtenidos para los anclajes investigados. Las curvas se caracterizan por el aplastamiento pronunciado de los bucles de histéresis cerca del origen y la disminución de la fuerza aplicada durante ciclos de carga a un nivel constante de desplazamiento.

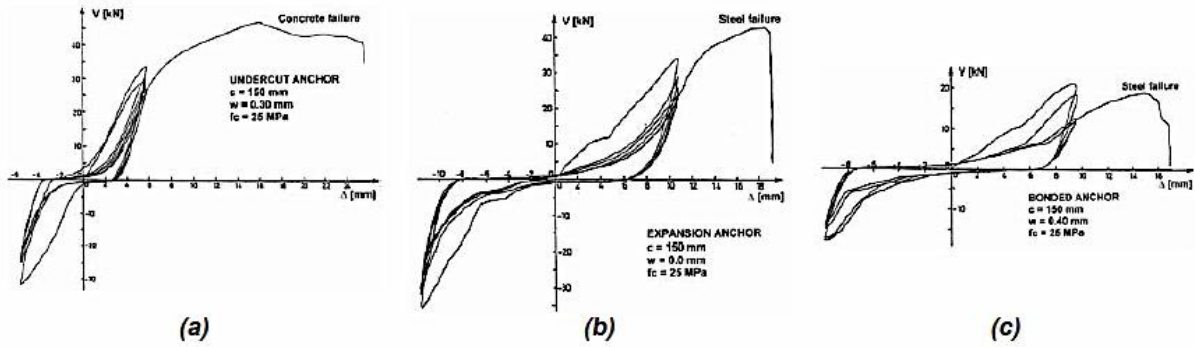


Figura 45. Curvas carga/desplazamiento bajo cargas cíclicas de corte de: (a) anclajes rebajados, (b) anclajes de expansión mecánica, (c) anclajes químicos (Vintzeleou y Eligehausen 1991) (71).

La Figura 46 muestra la disminución de carga aplicada $\left(\frac{V_n}{V_1}\right)$ en el ciclo n-ésimo como una función del número de ciclos. Los resultados de todas las pruebas cíclicas en la Figura 46 se representan independientemente de la abertura de la fisura y la distancia al borde de la pieza, ya que no se observó una clara influencia de estos parámetros en el comportamiento de histéresis.

Puesto que no se produjo ningún fallo durante los ciclos de carga, los autores concluyeron que la pérdida de rigidez se debía al deterioro local del hormigón en el lado desde donde se cargaba el anclaje.

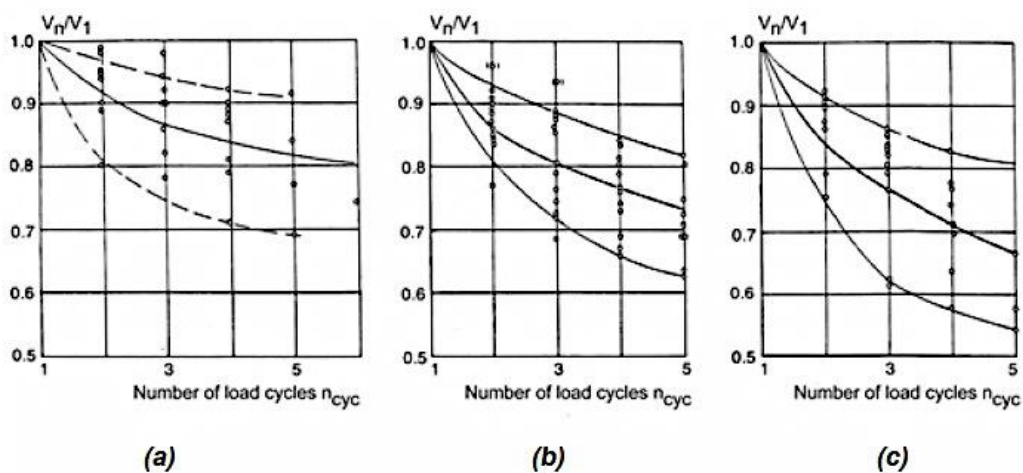


Figura 46. Disminución de la fuerza aplicada debido a las cargas cíclicas de corte en: (a) anclajes rebajados, (b) anclajes de expansión mecánica; (c) anclajes químicos (Vintzeleou y Eligehausen 1991) (71).

Con los ensayos de Vintzeleou y Eligehausen (1991) (71) se llegó a las siguientes conclusiones:

1.- Todos los anclajes investigados se comportaron de manera similar bajo cargas estáticas y cíclicas de corte, a pesar del hecho de que su comportamiento bajo carga de tracción es bastante diferente, sobre todo en hormigón fisurado.

2.- Para ambos modos de fallo (rotura del hormigón y del acero) la curva carga/desplazamiento después de carga de rotura era casi vertical. Por lo tanto, un comportamiento cíclico fiable sólo puede ser obtenido para desplazamientos impuestos más pequeños que el valor correspondiente al desplazamiento en rotura bajo cargas estáticas (δ_u).

3.- Se observó en todos los tipos de anclajes investigados una disminución en la fuerza aplicada durante la aplicación de la carga cíclica de corte independiente del modo de fallo.

4.- Los anclajes de expansión mecánica de par controlado y los anclajes químicos parecían ser más sensibles a las acciones cíclicas que los anclajes rebajados.

5.- El desplazamiento impuesto durante las cargas cíclicas de $\delta_{max} \leq 0,75 \delta_u$ no tenía ninguna influencia significativa sobre la capacidad última a cortante y el desplazamiento con carga máxima. Esto es válido para roturas del hormigón y del acero cuando no se produce fatiga a un bajo número de ciclos.

6.- En hormigón fisurado con aberturas de fisuras (w) mayores a 0,3 mm la rotura del hormigón contra borde libre es aproximadamente el 70% del valor de rotura en del hormigón contra borde libre en hormigón no fisurado. En el caso de rotura del acero, la carga de rotura no se ve significativamente influenciada por las fisuras.

7.- El desplazamiento en rotura aumentaba al aumentar la distancia al borde y alcanzó el máximo para la rotura del acero.

Unos años más tarde Akiyama et al. (1997) (72) realizaron 76 ensayos, monotónicos y cíclicos de corte con anclajes de expansión mecánica, ($\phi = 19, 22$ y 25 mm; $h_{ef} = 5 \cdot \phi$) colocados individualmente o en grupo y anclajes químicos con barras de anclaje ($\phi = 22$ y 25 mm; $h_{ef} = 5 \cdot \phi$ y $7,5 \cdot \phi$); mediante la inyección de mortero epoxi en hormigón no fisurado ($f_c = 35 \text{ N/mm}^2$). Los anclajes se situaron a una distancia de 175 mm de los bordes de la probeta y la aplicación de la carga fue paralela al borde. Se realizaron cinco ciclos de carga a cortante aproximadamente al 50% de la resistencia de

diseño del acero antes de llevar los anclajes a la rotura por cortante. Los modos de fallo observados fueron: división del hormigón, deslizamiento del anclaje y la rotura del acero. Los resultados obtenidos se pueden resumir como sigue:

- 1.- Para los anclajes químicos con un diámetro de 22 mm y profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 5 \cdot \phi$), la carga de rotura tras los ciclos de carga se redujo aproximadamente 25% en relación con la carga de rotura obtenida con los ensayos monotónicos. Para el resto de los anclajes, no se observó ningún efecto respecto a la carga última al aplicar de una carga cíclica.
- 2.- Los anclajes químicos con una profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 5 \cdot \phi$), ordinariamente fallaban por un deslizamiento del anclaje.
- 3.- Los anclajes de expansión mecánicas ($h_{ef} = 5 \cdot \phi$), generalmente fallaban por un deslizamiento de antes de se produjera la rotura del acero a cortante.
- 4.- Los anclajes químicos con una profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 7,5 \cdot \phi$) normalmente fallaban por la rotura del acero a cortante. Estos tenían una carga de rotura 2,1 veces mayor que los anclajes químicos con una profundidad de empotramiento ($h_{ef} = 5 \cdot \phi$).
- 5.- Se definió un desplazamiento máximo a cortante de 7,5 mm para aquellos anclajes que se vayan a instalar frente a esfuerzos sísmicos. Este valor se calculó suponiendo que los anclajes se utilizarían para conectar un muro de hormigón armado como muro de rigidización, con una altura de 3 metros y suponiendo que el desplome fuese aproximadamente 1/200 cuando la pared alcanza su máxima resistencia al corte.

Entre los años 2002 y 2004 Rieder (73), (74) realizó varias investigaciones. En primer lugar, Rieder (2002) (73) realizó un informe sobre los ensayos monotónicos de corte realizados con anclajes rebajados (M6 a M16) y anclajes de expansión mecánica tipo tornillo (M8 a M24) en un hormigón ($f_c = 20 - 25 \text{ N/mm}^2$) y ($f_c = 50 - 60 \text{ N/mm}^2$) fisurado con oberturas de fisuras (w) de 0,3 m. Concluyó que:

- 1.- Los anclajes conformados en frío que fallaban por una rotura del acero presentaban una mayor ductilidad de deformación que los anclajes mecanizados y que la influencia de la relación f_{yk}/f_{uk} en la capacidad de deformación es insignificante.
- 2.- Los anclajes de expansión mecánica de tipo tornillo mostraron una mayor capacidad de deformación que los anclajes rebajados bajo cargas de corte estáticas.

Posteriormente, Rieder (2004) (74) extendió sus investigaciones cargas cíclicas de corte. Se ensayaron anclajes de expansión mecánica de tamaño M12 (acero de grado 8,8) y anclajes rebajados en hormigón ($f_c = 20 - 25 \text{ N/mm}^2$) fisurado mediante escalones de carga. Los ciclos de carga comenzaron con el 57% de la resistencia característica para la rotura acero y se fue aumentando dicha carga mediante escalones de carga del 10%, tras cinco ciclos se fue directamente a la rotura. Rieder (74) mostró que:

1.- Los anclajes rebajados investigados disipaban más energía durante los ciclos de carga de corte que los anclajes de expansión mecánica.

2.- Los anclajes rebajados alcanzaron el 80% de la resistencia última obtenida en los ensayos monotónicos antes de que se produjera la rotura del acero, mientras que los anclajes de expansión mecánica tan solo alcanzaron el 55% de la de la resistencia última obtenida en los ensayos monotónicos.

3.- La disminución en la resistencia última en los anclajes de expansión mecánica es debido a un mayor desprendimiento del hormigón en el punto de transferencia de la carga de corte y los consiguientes momentos de flexión provocados.

1.6.3. Cargas cíclicas combinadas de tracción y corte

A principios de los 80s, Usami et al. (1980, 1981) (66), (67) ensayaron la respuesta de un pórtico rígido anclado por grupos de pernos conectores ($\phi = 19 \text{ mm}$, $f_u = 480 \text{ MPa}$) o anclajes químicos M20 (mediante inyecciones epoxi e inyección de poliéster) en un hormigón no fisurado ($f_c = 20 \text{ N/mm}^2$). Se aplicó una fuerza horizontal cíclica a lo largo del eje vertical del p con lo que se cargaban los anclajes de forma simultánea a tracción y a corte.

En los ensayos con pernos conectores la profundidad de empotramiento fue ($h_{ef} = 8,4 \cdot \phi$). La distancia horizontal entre los anclajes (x) y la distancia vertical entre éstos y la fuerza horizontal aplicada (y) varió dentro del intervalo ($y/x = 0,25 \sim 4$) para poder investigar el comportamiento cuando domina la fuerza de tracción o la de cortante. El número de anclajes también se varió (2 u 8 anclajes). Para los ensayos con 2 anclajes, es decir, uno en tracción y otro en compresión, la rotura de acero se producía en los ratios ($y/x \leq 1$), en el resto de casos se producía la rotura del hormigón. Para los ensayos con 8 anclajes, es decir, cuatro en tracción y cuatro en compresión, la rotura del hormigón se

producía en todos los casos en que ($y/x \geq 0,5$). Se obtuvieron resultados similares con los anclajes químicos.

Más adelante, Okada y Seki (1984) (75) anclaron vigas de hormigón no fisurado en voladizo utilizando grupos de cuatro o seis pernos conectores ($\phi = 22 \text{ mm}$; $h_{ef} = 5,8 \cdot \phi$ y $9,5 \cdot \phi$). El comportamiento de la interacción entre la tracción y el cortante a la que fueron sometidos los anclajes no pudo ser evaluado, ya que el programa no incluyó ensayos sobre el comportamiento de los anclajes sometido a dichas acciones por separado. Se observó, sin embargo, que en los casos donde la profundidad de empotramiento era pequeña, se producía una rotura del hormigón, mientras que con grandes profundidades de empotramiento se producía la rotura del acero.

Una década más tarde, Meszaros y Eligehausen (1994) (76) sometieron anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado M12 y anclajes químicos M12, colocados en un hormigón fisurado ($f_c = 48 \text{ N/mm}^2$; $w \approx 0,3 \text{ mm}$) a una carga de tracción constante (N) simultánea con una carga cíclica de corte (V). La relación entre N y V fue variada para obtener los siguientes ángulos de inclinación de la carga 15° , 45° y 75° con respecto al eje del anclaje. Si no se producía la rotura de la probeta durante los ciclos de carga, los anclajes se llevaban a la rotura en monotónico con el mismo ángulo de inclinación de la carga.

Las resistencias últimas obtenidas en los ensayos se muestran en el diagrama de interacción tracción-cortante de la Figura 47, junto con los resultados obtenidos por Dieterle y Optiz (1988) (77), unos años antes, para los mismos tipos de anclajes. La Figura 47 no muestra las resistencias últimas obtenidas para los anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado para las inclinaciones de carga de 45° y 75° .

Las curvas (1) y (2) representadas en la Figura 47 se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones (1) y (2), respectivamente.

$$\frac{N}{N_{u,m}} \leq 1; \quad \frac{V}{V_{u,m}} \leq 1; \quad \frac{N}{N_{\square,m}} + \frac{V}{V_{u,m}} \leq 1,2 \quad (1)$$

$$\left(\frac{N}{N_{u,m}}\right)^{5/3} + \left(\frac{V}{V_{u,m}}\right)^{5/3} = 1 \quad (2)$$

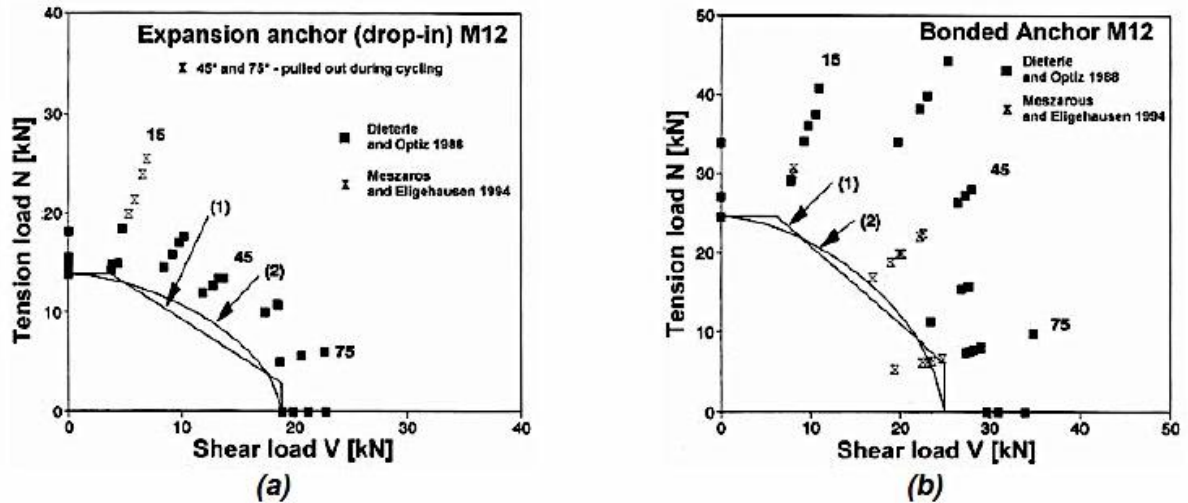


Figura 47. Diagramas de interacción (tracción/cortante) para los anclajes ensayados, con una carga inclinada (carga constante de tracción simultanea con una carga cíclica de corte) en hormigón fisurado con oberturas de fisuras (w) de 0,3 mm: (a) anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado, (b) anclajes químicos (Meszaros y Eligehausen 1994) (76).

Meszaros y Eligehausen (1994) (76) concluyeron que:

- 1.- Una carga constante de tracción, combinada con una carga cíclica de corte influye negativamente en el comportamiento del anclaje.
- 2.- La resistencia última de los anclajes de expansión mecánica de desplazamiento controlado que no se rompieron durante los ciclos de carga, no se vieron afectados por los ciclos de carga inclinada.
- 3.- Los anclajes químicos no se rompieron durante los ciclos de carga. Durante los ensayos posteriores en monotónico, se produjo la rotura del acero. La carga última fue ligeramente inferior a la de los ensayos en monotónicos sin carga cíclica previa.

En 1977, Zhang (1997) (78) sometió a múltiples anclajes (4 anclajes), formados por anclajes de expansión mecánica de par controlado M20 y anclajes rebajados M10, M16 y M20 a desplazamientos horizontales cíclicos, aplicados por medio de un perfil de acero soldado a una placa base rígida. Variando el punto de aplicación de la carga en el perfil de acero, se variaba la relación entre las fuerzas de tracción y cortante que se aplicaba sobre los anclajes. Los ensayos se realizaron tanto en hormigón no fisurado ($f_c = 32,4 \text{ N/mm}^2$), como en hormigón fisurado con una abertura de fisura (w) de 0,3 mm. La profundidad de empotramiento de los anclajes fue suficiente para que la rotura de los

anclajes en hormigón no fisurado se produjera por la rotura del acero bajo cargas cuasi estáticas. Cada muestra se cargó en varias ocasiones por medio del desplazamiento impuesto. Tal como iba progresando el ensayo, el desplazamiento impuesto se iba aumentando hasta que se producía la rotura. Se realizaron también ensayos monotónicos para poder realizar comparaciones, llegando a las siguientes conclusiones para acciones cíclicas combinadas de tracción y corte:

- 1.- Los anclajes múltiples, diseñados para un comportamiento dúctil en hormigón no fisurado bajo cargas estáticas, probablemente se comporten de una manera dúctil en hormigón fisurado bajo cargas dinámicas.
- 2.- Aquellos anclajes que muestran un comportamiento bueno en los ensayos de forma individual en hormigón fisurado, probablemente también muestren un comportamiento bueno en anclajes múltiples sometidos a una carga sísmica.
- 3.- El comportamiento cíclico carga/desplazamiento de los anclajes múltiples está delimitado por el correspondiente comportamiento bajo cargas estáticas. Las cargas cíclicas no influyen significativamente en el comportamiento carga/desplazamiento de los anclajes de múltiples conexiones. Sin embargo, el desplazamiento horizontal bajo la carga última, puede ser mayor durante las cargas cíclicas que durante las cargas estáticas debido al desprendimiento del hormigón alrededor de los anclajes.
- 4.- Los anclajes de expansión mecánica de par controlado investigados, sufrieron una rotura por deslizamiento del anclaje cuando se cargaban de forma cíclica con una gran excentricidad (casos de tracción dominante) en hormigón fisurado.

En 2003, en el centro científico y técnico de construcción, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment CSTB (2003) (79), se sometieron anclajes de expansión mecánica de par controlado, anclajes rebajados y anclajes químicos ubicados lejos de los bordes en un hormigón fisurado con oberturas de fisuras (w) de 0,5 mm, a una carga de tracción constante simultánea con una carga cíclica a cortante o a una carga a cíclica de tracción, combinada con una carga constante de corte.

Los ciclos de carga se aplicaron de forma escalonada, se realizaban unos 10 ciclos por escalón (se producían aproximadamente 140 ciclos hasta la rotura). La relación entre la carga de tracción y de corte aplicada se mantuvo constante durante todo el ensayo. Los resultados de los ensayos indicaron que, en muchos casos, una interacción cuadrática podría ser poco conservadora (Figura 48). Se recomendó una interacción lineal para aplicaciones sísmicas.

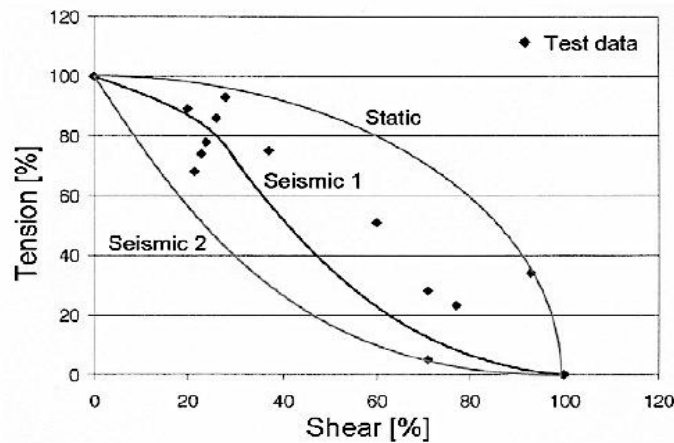


Figura 48. Interacción tracción/cortante para diversos tipos de anclaje post-instalados bajo cargas cíclicas combinadas (CSTB 2003) (79).

Más recientemente, Rieder (2005) (80) realizó pruebas triaxiales en un mesa de agitación con masas de acero conectadas a un hormigón fisurado ($f_c = 20 - 25 \text{ N/mm}^2$) utilizando un solo anclaje de expansión mecánica, anclaje rebajado y anclaje químico. Se generaron artificialmente terremotos de diferentes magnitudes. Los ensayos indicaron que los anclajes con gran capacidad de deformación axial pueden experimentar un mayor golpeteo entre la placa base y el hormigón, lo que a su vez afectaba negativamente al rendimiento de anclaje. Además, el autor sugirió que un factor de reducción de la fuerza máxima de $q_a = 3$ (en lugar de 2) es más apropiado para el uso en la especificación técnica CEN.

1.7. Estándares normativos para anclajes

El diseño actual de los anclajes en hormigón se realiza normalmente con procedimientos estandarizados de diseño, junto con los datos de rendimientos de los anclajes, suministrados por ensayos de productos patentados. La Tabla 3 proporciona una visión general de los códigos y normas de diseño para las distintas aplicaciones de los anclajes.

Referencia	Título
Códigos de los EEUU	
ACI 318 (2011) (22)	Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary.
ACI 318 (2008) (4)	Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary.

AISC (2005) (61)	Specification for structural Steel Buildings.
AISC (2010) (9)	Specification for structural Steel Buildings.
PCI 7th ed. (2010) (81)	Precast and prestressed concrete. 7th ed.
PCI 6th ed. (2004) (5)	Precast and prestressed concrete. 6th ed.
Códigos Europeos	
Eurocódigo 4 UNE – ENV 1994-1.1 (57)	Design of composite steel and concrete structure
ETA – 03/0041 (58)	Deutsches Institut fur Bautechnik

Tabla 3. Códigos y normas de diseño para las distintas aplicaciones de los anclajes.

1.7.1. Códigos de diseño frente a acciones sísmicas

El desarrollo del diseño sísmico y las normas de ensayo para anclajes en el hormigón ha sido abordado por varios autores en los últimos años incluyendo Senkiw (1984) (82), Czarnecki y Sliter (1988) (83) y Ammann (1992) (84). Una descripción completa de esta evolución se puede encontrar en Silva (2001 (85) y 2003 (86)), con énfasis en los Estados Unidos. Más recientemente, Bursi (2005) (87) investigó los métodos de cualificación sísmica para anclajes pre-instalados.

En Estados Unidos y Canadá la industria nuclear fue una fuerza impulsora para el temprano desarrollo de códigos y normas de diseño de anclajes.

La industria nuclear de EE.UU. comenzó a fomentar la rotura dúctil del acero de los anclajes en las aplicaciones sísmicas en la década de los 70s (Silva 2001) (85). El diseño de anclajes vino incluido en el *Code Requirements for Nuclear Safety Related Structures*, emitido por el *American Concrete Institute (ACI)* en 1985 (ACI 349 1985) (88). Fuera de la industria nuclear, el diseño de anclajes para aplicaciones sísmicas en los Estados Unidos ha sido tratado en diversos documentos como el *Uniform Building Code (UBC)* (89) y la *Federal Emergency Management Agency (FEMA)* (90), entre otros.

El documento más reciente y ampliamente aceptado para el diseño sísmico de anclajes en los Estados Unidos son el ACI 318 Apéndice D (ACI 318 de 2011) (22). Lo dispuesto en el ACI 349 (88) fue reevaluado para su aplicabilidad a los anclajes post-instalados en la década de 1990 y ha sido armonizado con las disposiciones del ACI 318 Apéndice D (4).

Design Requirements for Concrete Containment Structures for CANDU Nuclear Power Plants emitido por el *Canadian Standards Association (CSA)* (91) han incluido el diseño de anclajes frente a acciones sísmicas desde 1978 (Tang & Deans 1983) (92).

En Europa, los requisitos de diseño frente a acciones sísmicas para anclajes los proporcionan el *European Committee for Standardization* (CEN) (93).

Además, algunos fabricantes de anclajes han realizado publicaciones sobre el diseño de anclajes para aplicaciones sísmicas (Hilti 2003) (94).

La Tabla 4 proporciona una visión general de los códigos y normas de diseño frente a acciones sísmicas para las distintas aplicaciones de los anclajes.

Referencia	Título
Códigos de los EEUU	
ACI 318 (2011) (22)	Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary.
ACI 318 (2008) (4)	Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary.
ACI 349 (2001) (95)	Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349-01)and commentary (ACI 349R-01).
FEMA 461 (2007) (96)	Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.
FEMA 368 (2001) (90)	NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.
UBC (1997) (89)	Uniform Building Code.
IBC (2003) (97)	International Building Code.
Códigos Europeos	
CEN TS (93)	Design of fastenings for use in concrete.
Códigos Canadienses	
CSA-N287.3 (1999) (91)	Design requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.

Tabla 4. Códigos y normas de diseño frente a acciones sísmicas para las distintas aplicaciones de los anclajes.

1.7.2. Pruebas de calificación sísmica y criterios de evaluación

En los Estados Unidos, antes de 1997, los ensayos de anclajes post-instalados frente a acciones sísmicas no eran una práctica común fuera del ámbito nuclear y de las

telecomunicaciones industriales. Los anclajes post-instalados eran rutinariamente considerados por *el International Code Council Evaluation Service Inc.* (ICC-ES; anteriormente ICBO-ES) como adecuados frente a cargas de viento y sísmicas basándose en ensayos monotónicos en hormigones sin fisurar (Silva 2001) (85).

Tras los fallos producidos en los anclajes durante el terremoto de Northridge de 1994 se pidió una revisión de esta práctica y en el período de 1995 a 1997. Los anclajes post-instalados de expansión mecánica no se permitieron para aplicaciones sísmicas. Criterios de prueba basados aproximadamente en el CSA Standard N287.2 (98) fueron aprobados por el ICC-ES en 1997 y el listado de anclajes de expansión mecánica para cargas sísmicas se reanudó en 1998 (Silva 2001) (85).

Como una alternativa de calificación para las cargas sísmicas, el ICC-ES adoptado los ensayos de cargas cíclicas desarrollados por el *Structural Engineers Association of Southern California* (SEAOSC) (99). Tanto las pruebas de la ICC-ES y SEAOSC se realizaron en hormigón no fisurado.

Los programas de prueba y los requisitos de evaluación para los anclajes post-instalados de expansión mecánica en hormigón fisurado se introdujeron en los Estados Unidos en 2004 en el ACI 355.2 (100). A partir de entonces, el ICC-ES desarrollado nuevos criterios de aceptación (AC193) para los anclajes de expansión mecánica basados en el ACI 355,2 (100). Recientemente, el ICC-ES extendió estos criterios para cubrir los anclajes químicos en hormigón fisurado (AC308). Los criterios de aceptación de estos documentos sirven como base para la emisión de aprobaciones de anclajes en los Estados Unidos.

La Tabla 5 proporciona una visión general de los programas de ensayos y criterios de aceptación para la aprobación de anclajes para aplicaciones sísmicas.

Referencia	Título
EEUU	
ACI 355.2 (2004) (100)	Qualification of post-installed mechanical anchors in concrete.
AC01 (101), AC58 (102), AC60 (103), AC106 (104), AC193 (105), AC308 (106) (2005)	Títulos Varios.
SEAOSC (1997) (99)	Standard method of cyclic load test for anchors in concrete or grouted masonry.

Canadienses	
CSA-N287.2 (2003) (98)	Material requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.

Tabla 5. Programas de ensayo y criterios de aceptación para la aprobación de anclajes para aplicaciones sísmicas.

1.7.3. Directrices actuales de diseño frente a acciones sísmicas

Las actuales directrices del diseño de anclajes para aplicaciones sísmicas consisten generalmente en uno o más de los siguientes componentes:

1.- Las restricciones generales del uso de anclajes en aplicaciones sísmicas, por ejemplo, las directrices se limitan a los anclajes ubicados fuera de las zonas donde se generan las rotulas plásticas o establecen restricciones en el uso de ciertos tipos de anclajes.

2.- Modificación de la resistencia de diseño para aplicaciones sísmicas. Generalmente se asume que el diseño de un anclaje para aplicaciones sísmicas se puede realizar usando los métodos desarrollados para situaciones de proyecto no-sísmicas, cuando las resistencias características de los anclajes se han obtenidas a partir de una serie de ensayos sísmicos apropiados. En algunas guías de diseño, por ejemplo, ACI 318 (2008) (4) y CEN TS (93), los valores monotónicos de diseño para los modos de fallo del hormigón se reducen en un 25% para proporcionar un conservadurismo adicional.

3.- Opciones sísmicas de diseño:

a. Diseño para la rotura dúctil del acero de los anclajes.

b. Diseño para la rotura dúctil del elemento adjunto a un nivel de carga que asegure que la resistencia última del anclaje no será alcanzada, es decir, protección frente a sobrecargas del anclaje.

c. Diseño para la rotura frágil del acero de los anclajes utilizando una mayor carga de diseño.

2. OBJETIVOS

Los objetivos que se pretenden cubrir con esta Tesina de Máster se enumeran a continuación:

- 1.-** Revisión bibliográfica para conocer la literatura científica referida al diseño de pernos, como elemento de unión entre estructuras de acero y hormigón.
- 2.-** Diseño del ensayo para la caracterización del comportamiento de los pernos conectores en muros de hormigón armado embebidos en pórticos metálicos frente a esfuerzos de tracción, corte y combinación de ambos bajo cargas cíclicas y monotónicas.
- 3.-** Estimación de la resistencia a corte de los pernos conectores embebidos en el hormigón en función del ratio entre su altura y diámetro (h/\emptyset), tipo de carga aplicada y la disposición de éstos en el elemento estructural en relación al hormigón que le rodea.

3. METODOLOGÍA - Campaña experimental

Se llevará a cabo una campaña experimental para determinar la capacidad resistente de los pernos conectores frente a cargas de corte tanto cíclicas como monotónicas. Se trata de analizar el comportamiento de pernos suficientemente anclados frente a esfuerzos de corte ($h_{ef}/\phi > 4,5$), tal y como prescribe el AISC 2005 (61), de manera que se asegure una rotura por el acero en lugar de por empuje contra un borde libre del hormigón, es decir, se trata de caracterizar el estudio de la rotura por perno de acero o por rotura local alrededor del perno (*pryout*), evitando la rotura descrita por el ACI 318 (4) como *breakout* o por empuje contra borde libre.

A continuación se describe el pórtico empleado, las probetas diseñadas y las variables de estudio de los ensayos.

3.1. Diseño del ensayo. Elementos para la realización del ensayo

a. Pórtico de ensayo: el diseño del pórtico de carga contempla la aplicación de cargas cíclicas de corte sobre pernos de acero embebidos en hormigón así como la aplicación de esfuerzos de combinados de corte y tracción. Está compuesto por siete piezas que se describen a continuación. En el Anejo 1, se explican las razones por las cuales se diseña esta nueva configuración de ensayo.

Pieza 1. Una viga HEB 300 de 3800 mm de longitud, rigidizada con rigidizadores de 15 mm de espesor en el encuentro con los pilares, en el encuentro con el refuerzo lateral izquierdo y los primeros 2800 cada 270 mm.

Se le practicaron 22 agujeros en el ala superior de 22 mm de diámetro, 8 en cada uno de los dos encuentros con los pilares y 6 en el encuentro con el refuerzo lateral, con la función de poder atornillar a la viga mediante tornillos M20 los dos pilares y el refuerzo lateral izquierdo.

Se realizaron además un total de 42 agujeros en el ala superior de 22 mm diámetro situados entre las caras internas de los pilares, divididos en dos filas de 21 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 200 mm; la distancia del eje de cada fila al borde longitudinal de la HEB 300 fue de 50 mm con una separación entre los ejes de los agujeros de 100 mm y una distancia de 100 mm desde el eje de cada uno de los agujeros externos a la cara interna de los pilares.

Piezas 2 y 3. Dos pilares formados por dos HEB 300 de 2300 mm de longitud, con un agujero de 100 mm de diámetro en el alma a una altura de 1700 mm desde su base. Se colocaron rigidizadores de 15 mm de espesor tanto transversales como longitudinales alrededor de dicho agujero para que éste no ocasionara una disminución en la capacidad resistente de los pilares.

En la base de cada uno de los dos pilares se soldó una chapa de 300 mm de longitud, 500 mm de anchura y 20 mm de espesor, a la cual ya se le practicaron 8 agujeros de 22 mm de diámetro divididos en dos filas de 4 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 200 mm; la distancia del eje de cada fila al borde transversal de la pieza fue de 50 mm, con una separación entre ejes de agujeros de 125 mm y una distancia de 62,5 mm desde el eje cada uno de los agujeros externos al borde longitudinal de la pieza. Esta pieza permitió atornillar la base de los pilares a la viga inferior.

En el pilar izquierdo se dispusieron rigidizadores de 15 mm de espesor en el encuentro con el refuerzo lateral izquierdo. En dicho punto se le realizaron 6 agujeros de 22 mm de diámetro en el ala externa del pilar, con la función de poder atornillar el refuerzo lateral izquierdo al pilar mediante tornillos M20.

Al pilar izquierdo se le realizaron dos agujeros de 20 mm de diámetro separados 250 mm entre sus ejes y a 50 mm de los bordes de ambas alas (interna y externa), a una altura de 600 mm desde su base, y otros dos agujeros de 20 mm de diámetro separados 250 mm entre sus ejes y a 50 mm de los bordes de ambas alas (interna y externa), a una altura de 920 mm desde su base, con la función de poder fijar el actuador a dicho pilar mediante 4 barras pretensadas de 16 mm de diámetro.

Pieza 4. Consistió en un refuerzo lateral formado por una viga HEB 300 cuyos extremos se cortaron a 45°. Su función fue proporcionar un refuerzo al pilar izquierdo a la altura a la cual va a ser fijado el actuador.

En la base del refuerzo lateral, se soldó una chapa de 445 mm de longitud, 300 mm de anchura y 20 mm de espesor, a la cual ya se le practicaron 6 agujeros de 22 mm de diámetro divididos en dos filas de 3 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 200 mm; la distancia del eje de cada fila al borde longitudinal de la pieza fue de 100 mm, con una separación entre ejes de agujeros de 100 mm y una distancia desde el eje de cada uno de los agujeros externos al borde transversal de la pieza de 122,5 mm. Esta pieza permitió atornillar la base del refuerzo lateral a la viga inferior.

En la parte superior del refuerzo lateral, se soldó una chapa de 650 mm de longitud, 300 mm de anchura y 20 mm de espesor, a la cual se le habían realizado 6 agujeros de 22 mm

de diámetro divididos en dos filas de 3 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 200 mm; la distancia del eje de cada fila al borde longitudinal de la pieza fue de 100 mm, con una separación entre los ejes de los agujeros de 250 mm y una distancia de 125 mm desde el eje de cada uno de los agujeros externos al borde transversal de la pieza. Esta pieza permitió atornillar la parte superior del refuerzo lateral al pilar izquierdo.

Pieza 5 y 6. Dos vigas HEB 300 de 1250 mm de longitud soldadas en su centro a la viga inferior en el encuentro con los pilares, en dirección perpendicular a la viga, de forma que sobresalieron 625 mm por delante del pórtico y otros 625 mm por detrás del mismo. La función de estas piezas fue la de aumentar la estabilidad del pórtico fuera del plano en el cual este está contenido.

Pieza 7. Una viga HEB 300 de 2800 mm de longitud, rigidizada con rigidizadores de 15 mm de espesor cada 270 mm.

Se le practicaron 8 agujeros de 20 mm de diámetro, divididos en dos filas, separadas 250 mm entre sus ejes y a 50 mm de los ejes los bordes de las alas, tanto interna como externa. Los dos primeros a una distancia de 1225 mm desde su extremo izquierdo; los dos siguientes a una distancia de 1525 mm desde su extremo izquierdo; los dos siguientes a una distancia de 1825 mm desde su extremo izquierdo y los últimos dos a una distancia de 2125 mm desde su extremo izquierdo, con la función de poder fijar, si fuera necesario en futuras investigaciones, un actuador a dicha viga mediante 4 barras pretensadas de 16 mm de diámetro.

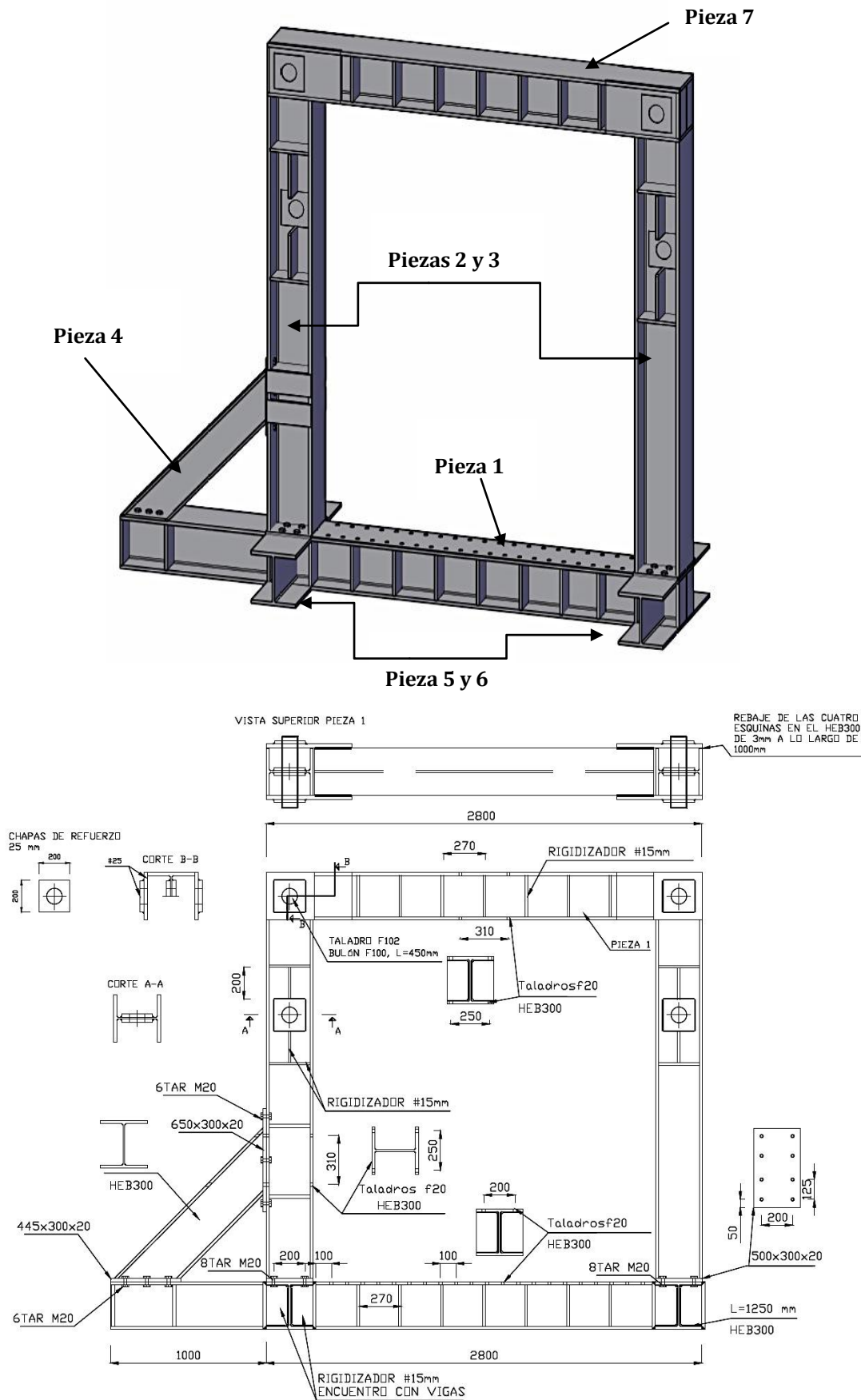


Figura 49. Pórtico de ensayo.

b. Actuador y célula de carga: el actuador es el elemento encargado de generar el esfuerzo de corte necesario sobre los pernos durante el ensayo. Es capaz de aplicar una fuerza de hasta 1000 KN en compresión, y 400 KN en tracción. Se fijó sobre el pilar izquierdo mediante 4 barras pretensadas de 17 mm de diámetro quedando en posición horizontal, (Figura 50 a). La célula de carga es el elemento encargado de proporcionarnos las mediciones en cada instante de dicho esfuerzo de corte aplicado durante el ensayo. Va unida al actuador por medio de una rosca (Figura 50 b).

Las barras utilizadas para fijar el actuador entrarían en tracción durante el ensayo, por ello fueron calculadas previamente proporcionando un adecuado margen de seguridad respecto al esfuerzo más desfavorable que podía darse durante el ensayo.

La célula de carga es una HBM U10M de 500kN cuyas características técnicas son la que a continuación se exponen en la Tabla 6:

Fuerza Nominal	kN	500
Sensibilidad Nominal	mV/V	2
Clase de precisión	-	0,06
Error relativo de la señal cero	%	1
Fluencia relativa por encima de los 30 min	%	< ± 0,06
Efecto de la temperatura sobre la sensibilidad/10K	%	< ± 0,015
Efecto de la temperatura sobre la señal cero/10K	%	< ± 0,016
Momento de flexión límite	N·m	11430
Par máximo	N·m	11430
Desplazamiento nominal	mm	0,06
Frecuencia de resonancia fundamental	kHz	6,1
Rigidez	10^5 N/mm	83,3

Tabla 6. Características técnicas de la célula de carga es una HBM U10M de 500kN.

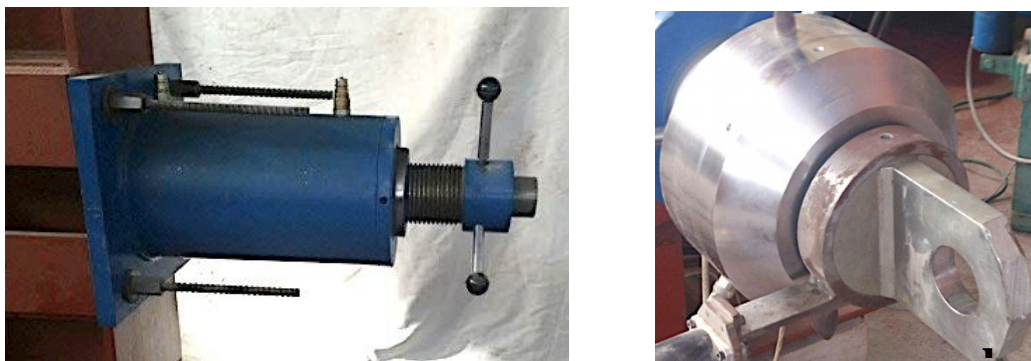


Figura 50. Actuador (a) y célula de carga (b).

c. Encoder: sensor encargado de medir el desplazamiento con el que se aplica el esfuerzo de corte y controlar la posición del cilindro hidráulico. De esta manera se controla la velocidad del actuador (Figura 51).



Figura 51. Encoder.

d. Armado externo de refuerzo a cortante: objeto utilizado para evitar roturas por cortante mediante el efecto de zunchado en la parte inferior de la pieza y evitar así la aparición de fisuras que puedan degradar la pieza e interferir en el ensayo y en el peor de los casos que la pieza perdiese el empotramiento al pórtico de ensayo.

Consistió en dos piezas rectangulares de 500 mm de longitud, 450 mm de anchura y 12 mm de espesor cada una. Cada pieza contuvo 8 agujeros de 22 mm diámetro, divididos en dos filas de 4 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 400 mm; la distancia del eje de cada fila al borde longitudinal de la pieza fue de 50 mm, con una separación entre ejes de agujeros de 100 mm y una distancia de 75 mm desde el eje cada uno de los agujeros externos al borde transversal de la pieza.

Cada pieza estará rigidizada con tres rigidizadores de 12 mm de espesor colocados paralelos a la dirección longitudinal de la pieza (dos externos y uno en el centro) y un rigidizados de 21 mm de espesor colocado en la dirección transversal de la pieza (en el centro). Estas dos piezas se unieron mediante 8 barras roscadas de 20 mm de diámetro y 1200 mm de longitud, (Figura 52).



Figura 52. Armado externo de refuerzo a cortante.

e. Ustillaje de transmisión de la carga del actuador al perfil metálico: Se trata de un sistema de transmisión de fuerza que permita actuar sobre el perfil metálico en las dos direcciones. Se materializa una articulación a través de un bulón.

Consistieron en dos piezas rectangulares de 300 mm de longitud, 300 mm de anchura y 25 mm de espesor cada una.

Cada pieza contuvo 6 agujeros de 20 mm diámetro, divididos en cuatro filas, dos filas de 4 agujeros cada una y dos filas de 1 agujeros cada una. La separación entre los ejes de las dos filas con 4 agujeros fue de 180 mm; la distancia del eje de cada una de estas filas dos filas al borde longitudinal de la pieza fue de 60 mm, con una separación entre ejes de agujeros de 200 mm y una distancia de 60 mm desde el eje de los agujeros al borde transversal de la pieza. Las filas con un único agujero se situaban a 45 mm desde el eje de las dos filas anteriormente descritas hacia la parte externa de la pieza. Los agujeros se realizaron alineados con los dos agujeros inferiores de las dos filas con 4 agujeros.

Con el fin de que una de las piezas encajara con el actuador se soldó un acople que permitió dicho encaje.

Estas dos piezas se unieron mediante 4 barras de pretensado de 17 mm de diámetro y 1200 mm de longitud. Estas 4 barras se colocaron con dos disposiciones distintas. En primer lugar se utilizó la configuración 1 pero posteriormente se observó que la configuración 2 trabajaba de forma más eficiente y se decidió montar el resto de ensayos con dicha disposición. Se previó que las barras utilizadas entrarían en tracción durante el ensayo, por ello fueron calculadas previamente proporcionando un adecuado margen de seguridad respecto al esfuerzo más desfavorable que podía darse durante el ensayo, (Figura 53).

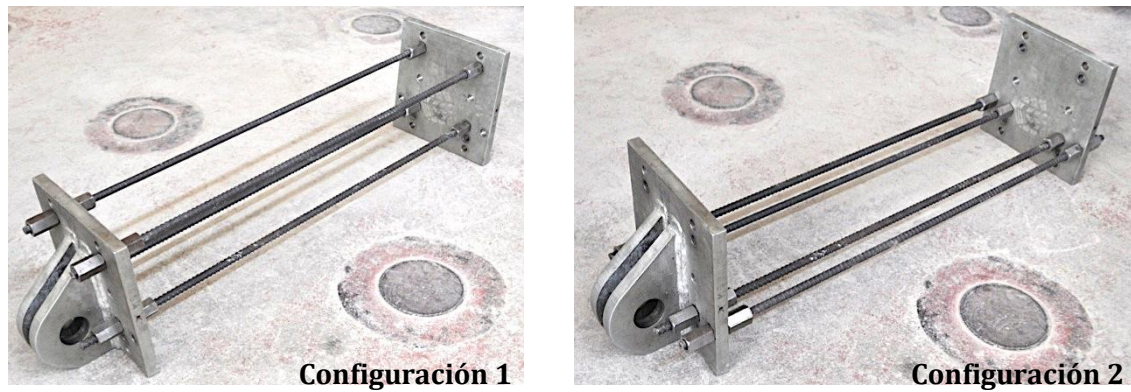


Figura 53. Utilaje de transmisión de la carga del actuador al perfil metálico.

f. Piezas de ajuste: consistieron en dos cubos de base 80 x 80 mm y una altura de 100 mm, a los cuales se les roscó una varilla de 10 mm de diámetro y 220 mm de longitud. En la parte superior de cada una de estas varillas se atornilló una chapa con una un gancho en forma de U en el extremo opuesto (Figura 54).



Figura 54. Piezas de ajuste.

g. Transductor de desplazamiento: este elemento es el encargado de medir los desplazamientos producidos durante el ensayo. Puesto que el ensayo se controlaba por el desplazamiento impuesto, se utilizaron dos de estos elementos, uno para el control del ensayo y otro encargado de registrar el desplazamiento producido durante todo el ensayo y corroborar que el captador encargado de controlar el ensayo no estaba tomando lecturas erróneas, (Figura 55).



Figura 55. Transductor de desplazamiento.

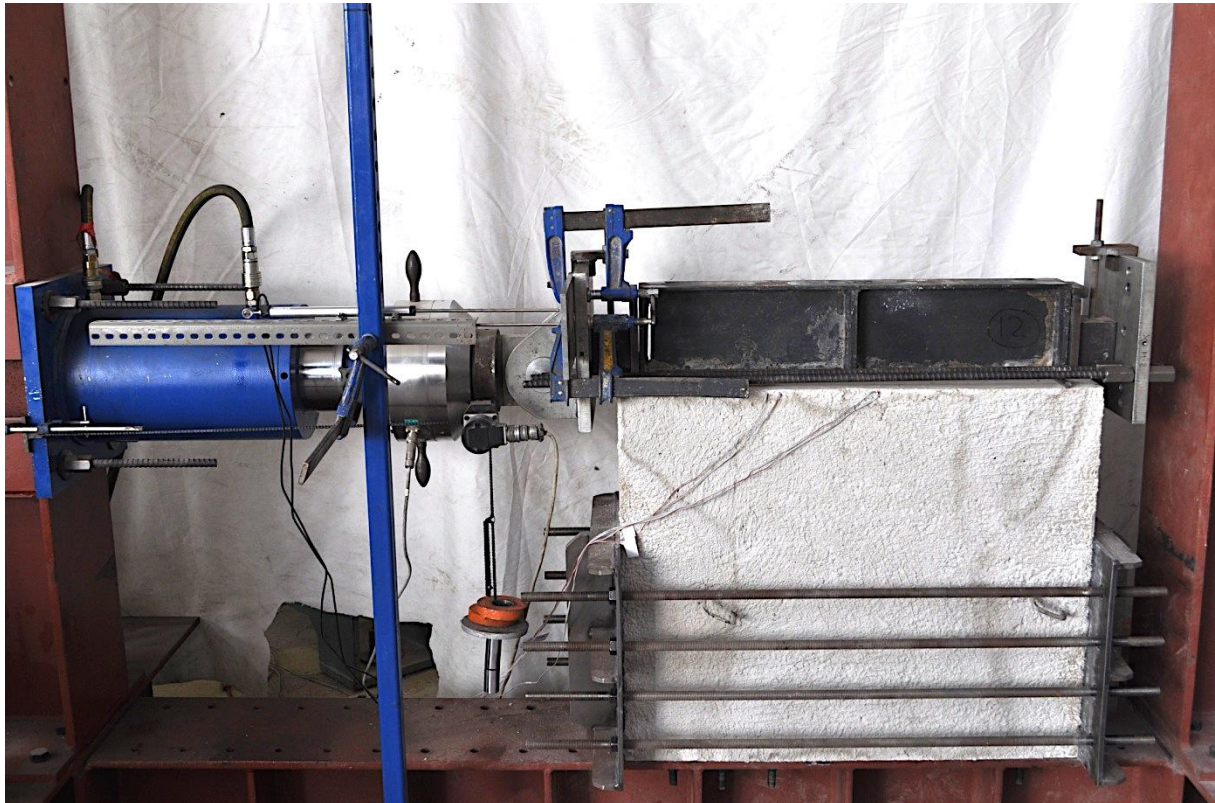


Figura 56. Montaje de todo el utillaje en la probeta de ensayo.

3.2. Variables. Probetas.

La campaña experimental consta de 37 probetas, y tiene en cuenta la variación de los siguientes parámetros:

- I. Tipo de carga aplicada. Para cada tipo de probeta se realizarán ensayos cíclicos y monotónicos.
- II. Diámetro (ϕ) y altura (h) de los pernos. Se ensayan diferentes configuraciones de altura eficaz / diámetro (h_{ef}/ϕ), con el fin de evaluar los distintos tipos de rotura producidos y su capacidad resistente.

- III. Separación de los pernos en la dirección de la carga (m), de forma que éstos trabajen independientemente y no existan efectos de grupo.
- IV. Separación de los pernos en la dirección perpendicular a la carga (s), de forma que se pueda evaluar los efectos de grupo en dicha dirección.
- V. Separación de los pernos en la dirección de la carga (t), de forma que se pueda evaluar los efectos de grupo en dicha dirección.

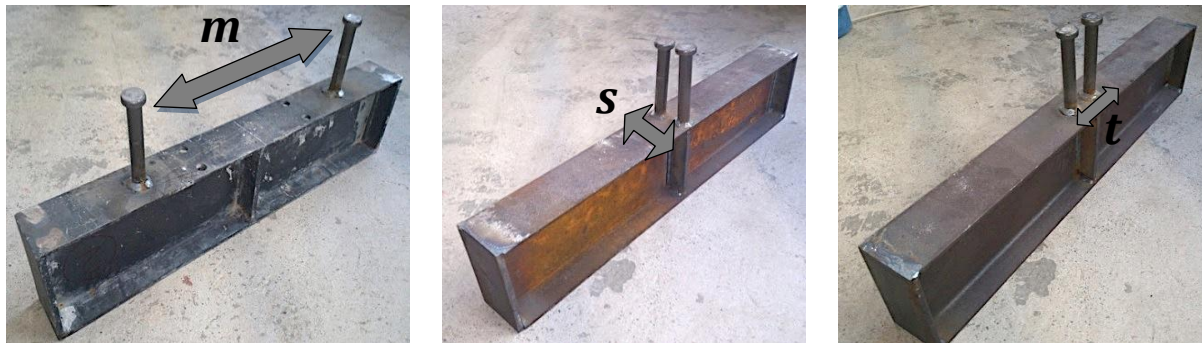


Figura 57. Representación de las variables que influyen en la disposición de los pernos en el perfil metálico.

3.2.1. Ubicación de los pernos en el perfil metálico

Las probetas se construyeron utilizando pernos de diferentes diámetros y alturas, (Tabla 7).

Ensayos	Φ (mm)	Nº de Pernos	Disposición Pernos	h_{ef}/Φ	Límite Elástico (MPa)	Límite Rotura (MPa)
1	16	2	Disp. PPSEG	4,19	350	450
2	16	2	Disp. PPSEG	4,19	350	450
3	19	2	Disp. PPSEG	4,74	350	450
4	19	2	Disp. PPSEG	4,74	350	450
5	19	2	Disp. PPSEG	4,74	350	450
6	19	2	Disp. PPSEG	4,74	350	450
7	19	2	Disp. PPSEG	7,37	350	450
8	19	2	Disp. PPSEG	7,37	350	450
9	19	2	Disp. PPSEG	7,37	350	450
10	19	2	Disp. PPSEG	7,37	350	450
11	19	2	Disp. PPSEG	7,37	350	450
12	22	2	Disp. PPSEG	6,36	350	450
13	22	2	Disp. PPSEG	6,36	350	450
14	22	2	Disp. PPSEG	6,36	350	450

15	22	2	Disp. PPSEG	6,36	350	450
16	19	1	Disp. PA	4,74	350	450
17	19	1	Disp. PA	4,74	350	450
18	19	1	Disp. PA	4,74	350	450
19	19	1	Disp. PA	4,74	350	450
20	19	1	Disp. PA	7,37	350	450
21	19	1	Disp. PA	7,37	350	450
22	22	1	Disp. PA	6,36	350	450
23	22	1	Disp. PA	6,36	350	450
24	19	2	Disp. POEG	4,74	350	450
25	19	2	Disp. POEG	4,74	350	450
26	19	2	Disp. POEG	4,74	350	450
27	19	2	Disp. POEG	4,74	350	450
28	19	2	Disp. POEG	7,37	350	450
29	19	2	Disp. POEG	7,37	350	450
30	22	2	Disp. POEG	6,36	350	450
31	22	2	Disp. POEG	6,36	350	450
32	19	2	Disp. PPEG	4,74	350	450
33	19	2	Disp. PPEG	4,74	350	450
34	19	2	Disp. PPEG	7,37	350	450
35	19	2	Disp. PPEG	7,37	350	450
36	22	2	Disp. PPEG	6,36	350	450
37	22	2	Disp. PPEG	6,36	350	450

Tabla 7. Descripción de los pernos de cada ensayo.

Los pernos se ubicaron en el perfil metálico en tres disposiciones distintas:

Disposición PPSEG (*Pernos Paralelos a la aplicación de la carga Sin Efectos de Grupo*), (Figura 58): se colocaron dos pernos separándolos entre sí en la dirección de la carga la distancia mínima necesaria para que, en el caso de que se produjera una rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*), los conos de rotura no se solapasen.

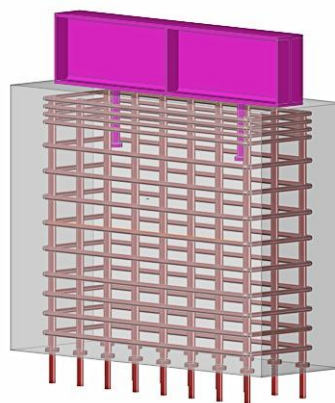


Figura 58. Disposición PPSEG.

Disposición PI (Perno Independiente), (Figura 59): se colocó un único perno en el centro geométrico de la base del perfil metálico.

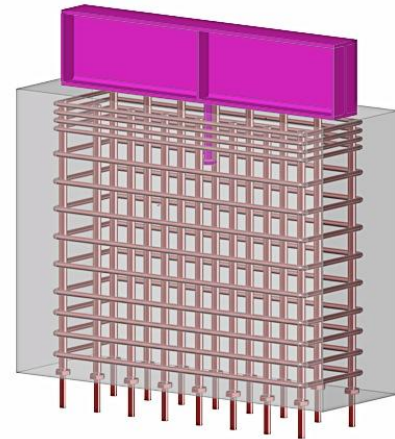


Figura 59. Disposición PI.

Disposición POEG (Pernos Ortogonales a la aplicación de la carga con Efectos de Grupo), (Figura 60): se colocaron dos pernos en el centro del perfil metálico, separándolos entre sí en la dirección perpendicular a la carga una distancia dentro del intervalo $[0,32 \cdot h_{ef} ; 0,55 \cdot h_{ef}]$.

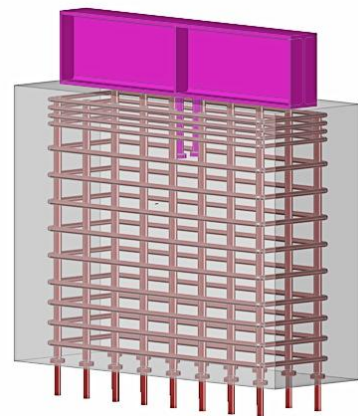


Figura 60. Disposición POEG.

Disposición PPEG (Pernos Paralelos a la aplicación de la carga con Efectos de Grupo), (Figura 61): se colocaron dos pernos en el centro del perfil metálico, separándolos entre sí en la dirección de la carga una distancia dentro del intervalo $[0,47 \cdot h_{ef} ; 0,52 \cdot h_{ef}]$.

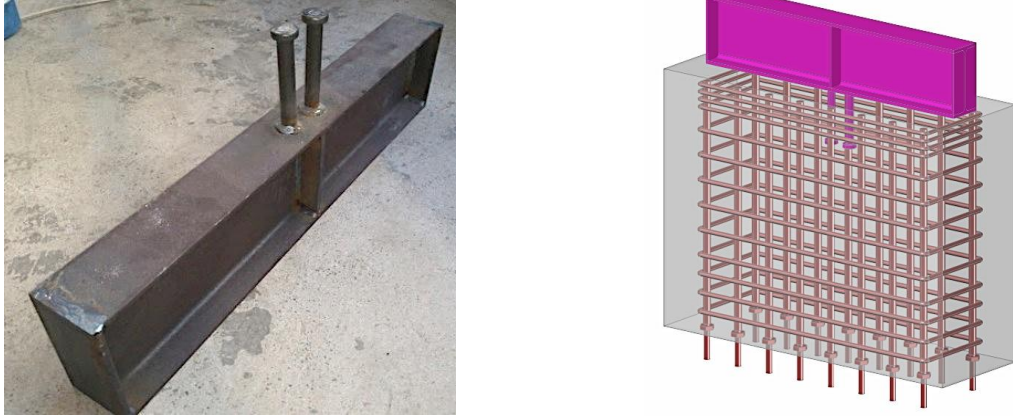


Figura 61. Disposición PPEG.

3.2.2. Dimensiones de la pieza de ensayo

El bloque de hormigón tuvo la morfología y dimensiones que se detallan en la Figura 62. El perfil metálico base sobre el que se soldaron los pernos fue una IPE180 de 820mm de longitud.

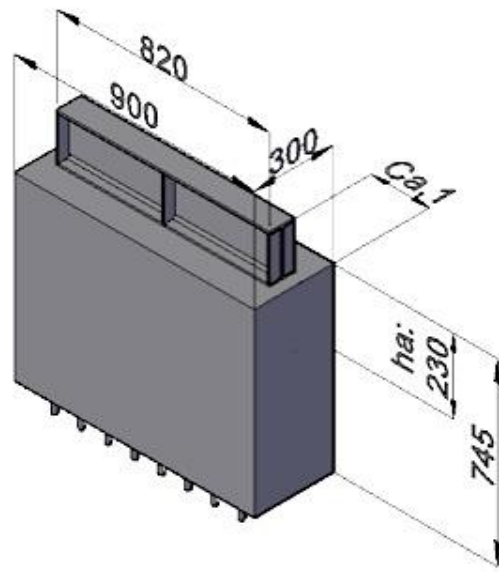


Figura 62. Dimensiones de la pieza de ensayo.

3.2.3. Obtención de los esfuerzos de dimensionamiento

Para realizar el cálculo del armado se consideraron los tipos de rotura que podían producirse. Cada armado se dimensionó de tal modo que fuera capaz de resistir el esfuerzo más desfavorable, tomando en consideración los diferentes diámetros y alturas de los pernos así como su disposición en la IPE, asegurando que durante el ensayo se

produjera alguno de los tipos de rotura sobre los que habíamos formulado hipótesis. Esperamos una rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*) o una rotura del perno y no una rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*). Se utilizó el Apéndice D del ACI 318 (4) para calcularlos.

- Las fórmulas utilizadas para calcular la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*) fueron las siguientes:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \Psi_{ed,v} * \Psi_{c,v} * \Psi_{h,v} * V_b * n^{\circ} \text{ pernos trabajando independientemente}$$

$$\Psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 * \frac{C_{a2}}{1,5 * c_{a1}} \leq 1$$

$$\Psi_{c,v} = 1,4$$

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5 * c_{a1}}{h_a}}$$

$$A_{vc} = C_{a2} * h_a$$

$$A_{vco} = 4,5 * c_{a1}^2$$

$$V_b = \left(8 * \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} * \sqrt{d_a} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * C_{a1}^{1,5}$$

Se calcularon los esfuerzos que generaban este tipo de rotura para cada una de las 37 probetas. Los resultados pueden observarse en el Anejo 2.

Los resultados obtenidos en el caso más desfavorable dieron como resultado un esfuerzo de 92,17 KN, ($h_{ef} = 140$ mm, $\Phi = 22$ mm y resistencia a compresión del hormigón de 50 MPa que nos deja los cálculos del lado de la seguridad, ya que en ningún caso se obtendrá una resistencia mayor a ésta).

- Las fórmulas utilizadas para calcular la rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*) fueron las siguientes:

$$V_{cp} = K_{cp} * N_{cb} * (n^{\circ} \text{ pernos trabajando independientemente})$$

$$K_{cp} = 2 \text{ si } h_{ef} \geq 2,5 \text{ in}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \frac{C_{a,min}}{1,5 * h_{ef}} \leq 1$$

$$\Psi_{c,N} = 1,25$$

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

$$A_{nc} = 3 * h_{ef} * (c_{a1} + 1,5 * h_{ef})$$

$$A_{nco} = 9 * h_{ef}^2$$

$$N_b = K_c * \lambda * \sqrt{f_c'} * h_{ef}^{1,5}$$

Se calcularon los esfuerzos que generaban este tipo de rotura para cada una de las 37 probetas. Los resultados pueden observarse en el Anejo 2.

Los resultados obtenidos en el caso más desfavorable dio como resultado un esfuerzo de 384,14 KN, ($h_{ef} = 140 \text{ mm}$, $\Phi = 22 \text{ mm}$, n° pernos trabajando de forma independiente = 2 y tomando una resistencia a compresión del hormigón de 50 MPa que nos dejó los cálculos del lado de la seguridad, ya que en ningún caso se obtendrá una resistencia mayor a ésta).

- La fórmula utilizada para calcular la rotura del perno fue la siguiente:

$$V_{sa} = (n^{\circ} \text{ pernos}) * A_{se,v} * f_{uta}$$

Se calcularon los esfuerzos que generaban este tipo de rotura para cada una de las 37 probetas. Los resultados pueden observarse en el Anejo 2.

Los resultados obtenidos en el caso más desfavorable dio como resultado un esfuerzo de 342,12 KN, ($\Phi = 22 \text{ mm}$, n° pernos = 2)

3.2.4. Cálculo del armado

Una vez obtenidos los esfuerzos más desfavorables para cada una de las 37 probetas, y teniendo en cuenta si el ensayo iba a ser cíclico o monotónico, se diseñaron los armados para cada una de las probetas ensayadas, consiguiendo de esta forma, un importante ahorro económico en comparación con la opción de diseñar un único armado que fuese capaz de resistir el esfuerzo más desfavorable que podía darse durante un ensayo (384,14 KN).

El armado longitudinal debe ser capaz de resistir la interacción del esfuerzo cortante anteriormente mencionado y un momento flector en la base de la probeta igual al producto del cortante por la altura de la probeta.

Dicho armado longitudinal constó de barras roscadas pavonadas de 16 mm de diámetro, 825 mm de longitud y 800 MPa de límite elástico, divididas en 2 filas que distaron 200 mm entre sus ejes, con una separación entre barras de 100 mm. Se colocaron distintos número de barras en función de los pernos a ensayar, distribuidas de forma adecuada en función del tipo de carga aplicada y respetando los recubrimientos mínimos (Figura 63). Las barras sobresalían del encofrado para poder atornillar posteriormente las probetas al pórtico de ensayo y proceder a su ensayo.



Figura 63. Ejemplos de armados longitudinales montados sobre la parte inferior del encofrado.

- Para dicho cálculo se utilizó el Código Técnico de la Edificación SE-A (107), utilizando las fórmulas siguientes:

$$F_{d,max} = \frac{0,9 * A_s * f_{uta}}{1,25}$$

$$N_i = \frac{M}{I} * (y_i - y_c) * A_s$$

$$I = \frac{1}{3} * b * y_c^3 + \sum_{i=1}^n (y_i - y_c)^2$$

El armado transversal se dimensionó con barras corrugadas B500S para que fuera capaz de resistir el esfuerzo cortante de cálculo. Una vez realizado los cálculos se aumentó la armadura transversal en la parte superior de la probeta, al ser esta una zona crítica en la que estaba previsto que la armadura absorbiese mayor esfuerzo y así evitar la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*).

- Para realizar dichos cálculos se utilizó la EHE 08 (Instrucción de Hormigón Estructural) (108):

$$V_{u1} = K * f_{1cd} * b_0 * d * \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

$$f_{1cd} = 0,6 * f_{cd}$$

$$K = 1$$

$$\cotg\alpha = 0$$

$$\cotg\theta = 1$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = z * \text{sen}\alpha * (\cotg\alpha + \cotg\theta) * \sum A_\alpha * f_{y\alpha,d}$$

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_l * f_{cv})^{1/3} + 0,15 * \sigma_{cd}' \right) * \beta * b_0 * d$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 * d}$$

$$\sigma_{cd}' = 0$$

$$\beta = 1$$

Los cálculos con el esfuerzo de corte más desfavorable dieron como resultado que era necesario colocar Φ 12/55, pero tal como hemos comentado, se colocó mayor cantidad de armado en la parte superior, optando por un armado con la siguiente disposición: parte superior Φ 12/30, parte central Φ 12/55 y parte inferior Φ 12/50.

Como en nuestros ensayos está previsto utilizar disposiciones de pernos con una resistencia inferior a la disposición de pernos más resistente, se decidió trabajar con tres disposiciones de armadura transversal, dependiendo de la profundidad de los pernos (h) a ensayar. Los armados definitivos con los que se trabajó fueron los siguientes:

- ❖ Para los pernos con una profundidad de $h = 75 \text{ mm}$ se colocó un armado con la siguiente disposición: parte superior Φ 10/30, parte central Φ 10/66 y parte inferior Φ 10/50.
- ❖ Para los pernos con una profundidad de $h = 100 \text{ mm}$ se colocó un armado con la siguiente disposición: parte superior Φ 12/35, parte central Φ 12/62 y parte inferior Φ 12/50.
- ❖ Para los pernos con una profundidad de $h = 150 \text{ mm}$ se colocó un armado con la siguiente disposición: parte superior Φ 12/30, parte central Φ 12/55 y parte inferior Φ 12/50.



Figura 64. Ejemplo de un armado transversal montado sobre el armado longitudinal.

3.2.5. Caracterización de los materiales

a. Hormigón: En cada tanda de hormigonado, se dispuso de 12 probetas de acompañamiento que se utilizarán para obtener la resistencia del hormigón (Figura 65). Estas probetas tenían las dimensiones indicadas en la norma UNE-EN 12390-1:2001 fueron fabricadas y curadas tal y como indica la norma UNE-EN 12390-2:2001 y fueron ensayadas a compresión tal y como se especifica en la norma UNE-EN 12390-3:2003.



Figura 65. Probetas de acompañamiento.

El plan de rotura de estas probetas de acompañamiento fue el siguiente:

1.- Cada día que se ensayaban alguna de las probetas, se rompieron a compresión tres probetas de acompañamiento (Figura 66). La resistencia a compresión que asumíamos que tenía el hormigón era la media de los tres resultados.



Figura 66. Ensayo de resistencia a compresión de una probeta de acompañamiento.

2.- A los 28 días de edad del hormigón se realizó un ensayo Brasileño para obtener la resistencia a tracción del hormigón con dos probetas de acompañamiento. La resistencia a tracción que asumíamos que tenía el hormigón era la media de los dos resultados.

b. Acero de pernos: Se emplearon las características proporcionadas por el fabricante (expuestas en la Tabla 8) para llevar a cabo los cálculos previos y cuyas propiedades incluidas son: el tipo de acero, la tensión de rotura (f_u), el límite elástico (f_y), la elongación mínima exigida (A_5), la composición y las características resistentes.

Acero	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	A_5	Composición	Características Resistentes
St-37.3K	450	350	15%	DIN-17.100	DIN 50.049
S235J2G3+C450	450	450	15%	ETA-03/0039	EN 10025:2005

Tabla 8. Propiedades mecánicas de los pernos conectores.

3.2.6. Procedimiento de ensayo

a. Diseño del encofrado

Se diseñó un encofrado de 6 piezas que se encajaron unas con otras utilizando un total de 10 tornillos de 18 mm de diámetro y 2 varillas roscadas de 18 mm de diámetro x 120 mm de longitud.

Pieza 1. La parte inferior del encofrado, consistió en una pieza rectangular de 1300 mm de longitud, 350 mm de anchura y 9 mm de espesor, (Figura 67).

La armadura longitudinal de la probeta se roscó a esta pieza, que contenía 24 agujeros de 22 mm diámetro, divididos en dos filas de 12. La separación entre los ejes de las dos filas fue de 200 mm; la distancia del eje de cada fila al borde longitudinal de la pieza fue de 75 mm, con una separación transversal entre ejes de agujeros en ambas piezas de 100 mm y una distancia de 50 mm desde el eje cada uno de los agujeros externos al borde transversal de la pieza.

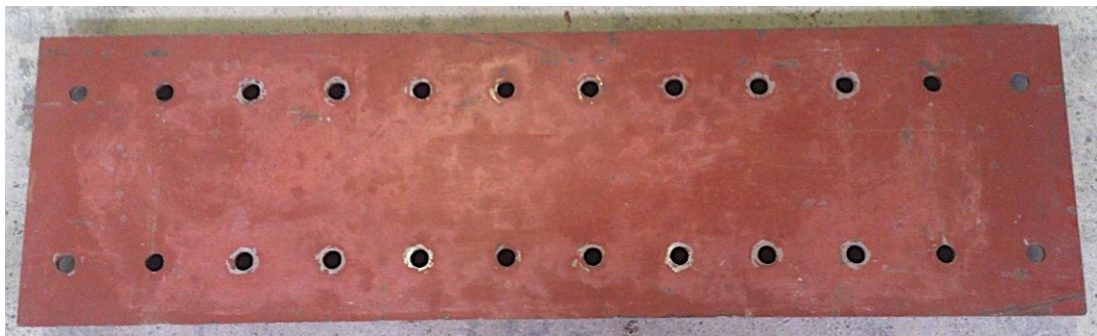


Figura 67. Pieza 1.

Piezas 2 y 3. Los laterales del encofrado consistieron en dos piezas en forma de C con un rigidizador de 9 mm de espesor en su parte central. La morfología de estas piezas se detalla en la Figura 68.

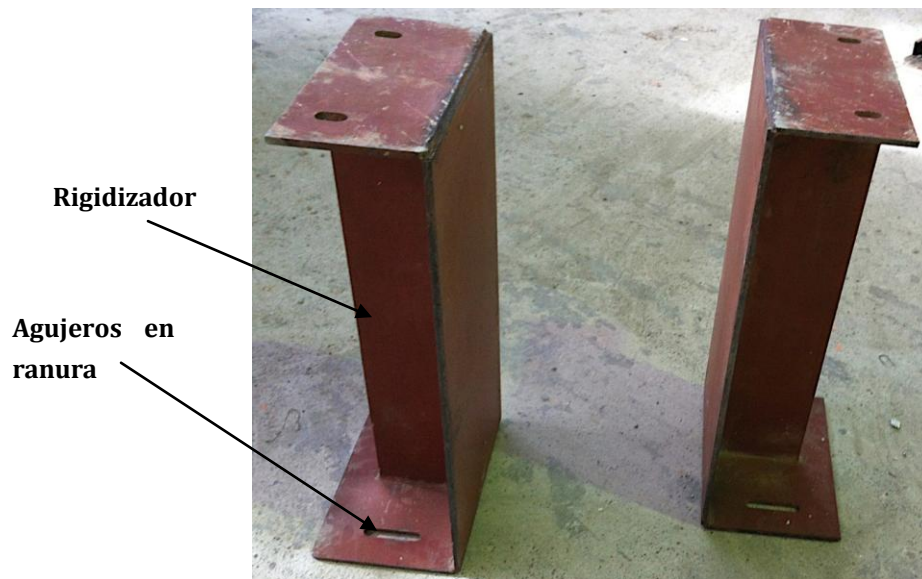


Figura 68. Piezas 2 y 3.

Las dimensiones de la cara rectangular que está previsto que este en contacto con el hormigón fueron de 745 mm de altura, 300 mm de anchura y 9 mm de espesor. Las caras superior e inferior de las piezas contaron con 2 agujeros en ranura de 20 mm de diámetro y 50 mm de longitud, ubicados a una distancia de 50 mm de los bordes y separados entre ellos 200 mm de forma que coincidieran con los agujeros practicados en la pieza inferior y superior del encofrado con la finalidad de poder encajar las distintas piezas el encofrado mediante tornillería.

Piezas 4 y 5. A las piezas superiores del encofrado se les dio la forma adecuada para poder colocar la IPE en el lugar deseado, (Figura 69).

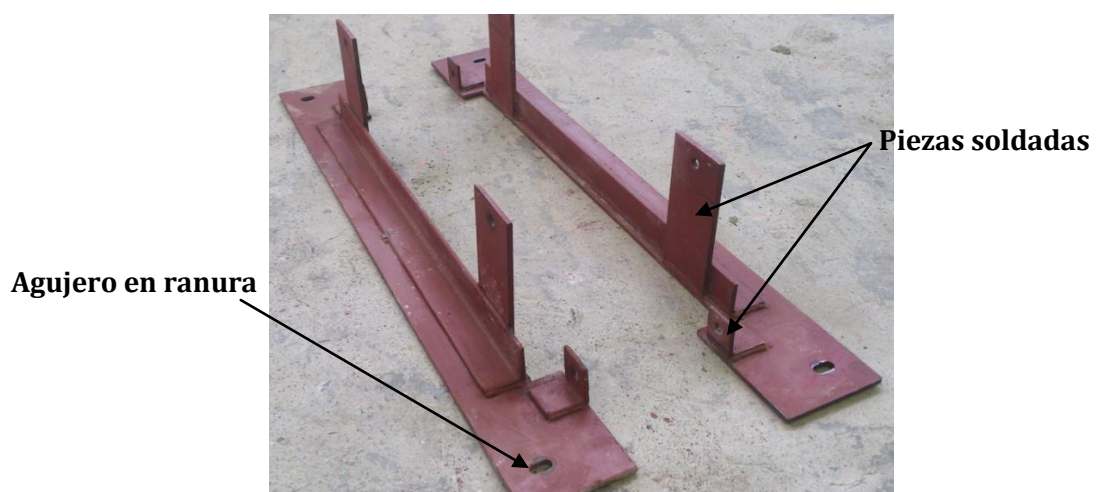


Figura 69. Piezas 4 y 5.

Se construyeron dos piezas idénticas de las siguientes características: un chapa rectangular de 1200 mm de longitud, 150 mm de anchura y 9 mm de espesor a la cual se le practicó una hendidura de 820 mm de longitud y 45,5 mm de anchura en uno de los bordes, de forma que en ella pudiese encajar la mitad de la IPE.

En dicha chapa se dispusieron dos agujeros en ranura, uno en cada extremo, de 20 mm de diámetro y 50 mm de longitud a una distancia de 50 mm de los bordes. Estos agujeros fueron los destinados a unir las piezas superiores del encofrado con las piezas laterales del mismo mediante tornillería.

A cada una de estas chapas se le soldaron cuatro piezas que tenían un agujero de 18 mm de diámetro cada una.

A las piezas de menor tamaño (con unas dimensiones de 60 mm de altura, 47 mm de anchura y 7 mm de espesor), se les practicó un agujero en el centro y se situaron en cada uno de los bordes de la hendidura. Su función consistía en asegurar un correcto contacto entre las dos piezas que formaban la parte superior del encofrado.

A las piezas de mayor tamaño (con unas dimensiones de 230 mm de altura, 100 mm de anchura y 9 mm de espesor) se les practicó un agujero a 30 mm de la parte superior y se situaron a 100 mm de cada uno de los bordes de la hendidura. Su función consistía en evitar que la IPE se desplazara hacia atrás por el empuje ejercido por el hormigón fresco sobre ésta durante el hormigonado.

Pieza 6. Se trató de una pieza de madera reutilizable que se utilizó como base del encofrado, con unas dimensiones de 1200 mm de longitud, 800 mm anchura y 25 mm de espesor.

La ventaja proporcionada por esta pieza fue el hecho de poder hormigonar en cualquier lugar del laboratorio y no únicamente sobre las planchas de hormigonado.

b. Control de calidad de los encofrados y armados

A la recepción de cada una de las piezas del encofrado, así como del armado, se realizó un control de calidad asegurando que en el proceso de fabricación se habían respetado las dimensiones prescritas. Para ello se revisaban las dimensiones de todas las piezas del encofrado, de la armadura transversal (Figura 70 a) y vertical (Figura 70 b), y además,

para el control de calidad del armado longitudinal se ensayó una barra roscada pavonada a tracción para obtener su límite de rotura (Figura 71).

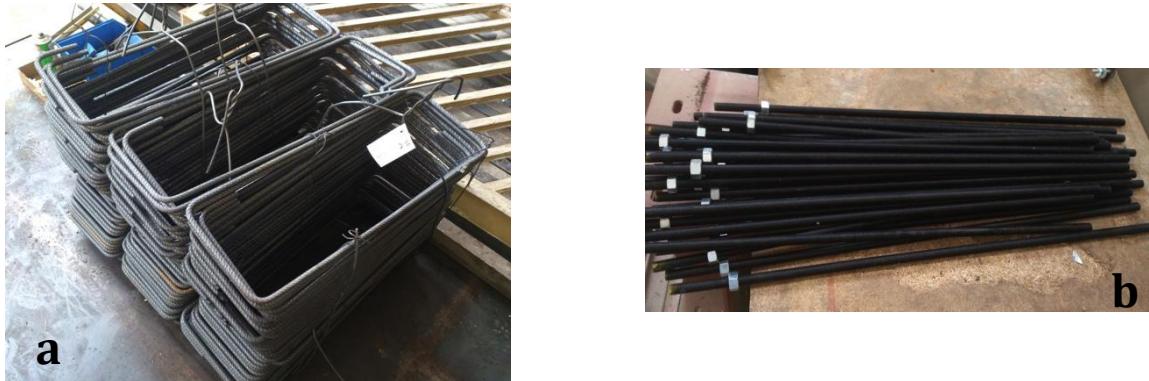


Figura 70. Recepción y control de calidad de la armadura transversal (a) y vertical (b).



Figura 71. Ensayo a tracción de una barra roscada pavonada de 16 mm de diámetro.

c. Colocación de las galgas extensométricas

Se colocaron dos galgas extensométricas HBM (Figura 72 a) por perno para poder obtener por duplicado la información necesaria durante el ensayo.

Las galgas se colocaron en las caras del perno paralelas a la dirección de la carga. Para ello se limaron las posibles asperezas de las superficies del perno donde estaba previsto colocar las galgas (Figura 72 b). A continuación se fijaron las galgas mediante la aplicación de un adhesivo especial, ejerciendo una ligera presión sobre la galga durante 90 segundos

para asegurar un correcto contacto entre el perno y la galga (Figura 72 c). Por último se recubrió la galga con una masilla especial para proteger la galga durante el hormigonado (Figura 72 d).



Figura 72. Galga extensiométrica HBM (a), limado de asperezas (b), colocación de las galgas extensiométricas (c), colocación de la masilla de protección (d).

d. Montaje del encofrado

El montaje del encofrado se realizó en todas las probetas siguiendo el procedimiento siguiente:

0. Previo al montaje del encofrado, se atornillaban las barras roscadas pavonadas en la parte inferior del encofrado en las posiciones indicadas según los cálculos, en función del diámetro del perno, profundidad del mismo, disposición de los pernos en la IPE y tipo de ensayo (cíclico o monotónico). Posteriormente se ataba la armadura horizontal a la armadura vertical con alambre en la posición indicada en los planos en función de la profundidad de los pernos.

1. Con la armadura ya montada sobre la parte inferior del encofrado se fijaron las piezas laterales a la chapa inferior del encofrado mediante cuatro tornillos, (Figura 73).



Figura 73. Montaje del encofrado paso 1.

2. Seguidamente se atornilló una de las piezas que formaban la parte superior del encofrado a las piezas laterales mediante dos tornillos, (Figura 74).



Figura 74. Montaje del encofrado paso 2.

3. Con la ayuda del puente grúa se posicionó la parte del encofrado ya montada sobre la pieza de madera que sirvió de base para el hormigonado (Figura 75) y se ubicó la IPE en su posición, asegurando de que se encontraba perfectamente enrasada con el encofrado.



Figura 75. Montaje del encofrado paso 3.

4. A continuación se colocó la segunda pieza superior del encofrado fijándola a las piezas laterales mediante dos tornillos y a la otra pieza superior mediante otros dos tornillos. Por último se colocaron las dos varillas roscadas para evitar que la IPE se moviera, (Figura 76).



Figura 76. Montaje del encofrado paso 4.

5. Una vez ensamblado el encofrado, se procedió a proteger los cables de las galgas mediante bolsas herméticas, con el fin de impedir su deterioro durante el hormigonado y curado de las piezas, así como de cualquier otro agente externo que pudiera deteriorarlos.

e. Hormigonado

Se pidió un hormigón HA-35/F/20/I a central en todas las tandas de hormigonado a excepción de una en la que se pidió un hormigón HA-25/F/20/I. Durante el hormigonado se realizaron controles de calidad mediante el montaje de 12 probetas de acompañamiento (cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura) con el fin realizar los ensayos necesarios para obtener la resistencia a compresión y tracción del hormigón los días de rotura y a los 28 días de edad.

Antes de hormigonar se aplicó líquido desencofrante (Figura 77 a) en las piezas de encofrado metálicas, en las probetas de acompañamiento y en la pieza de madera.

Se hormigonó asegurando un correcto vibrado y durante este proceso se colocaron dos ganchos en cada probeta cogidos a la armadura longitudinal, que permitieron los desplazamientos de las mismas a distintos lugares del laboratorio una vez endurecido el hormigón, (Figura 77 b).

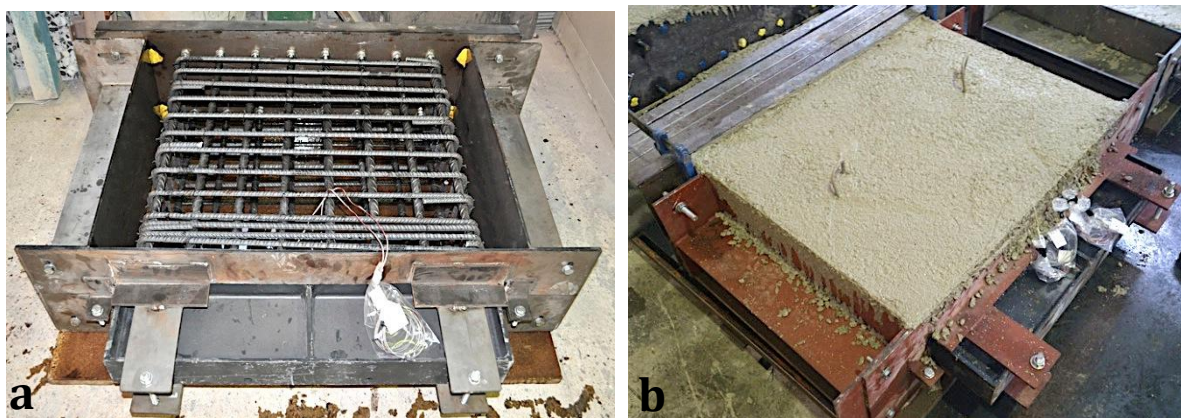


Figura 77. Aplicación del líquido desencofrante (a), hormigonado y colocación de ganchos (b).

Finalizado el hormigonado se cubrieron las probetas con un plástico que permitió mantener la humedad de las probetas. Estas se regaron una vez al día durante la primera semana para asegurar un adecuado curado del hormigón (Figura 78).



Figura 78. Curado de las probetas.

f. Desencofrado de las probetas

Transcurrida una semana desde el hormigonado, se procedió a desencofrar las probetas. El desencofrado se realizó en todas las probetas siguiendo el procedimiento siguiente:

Se desmontaron las piezas superiores del encofrado, desentornillando en primer lugar las dos barras roscadas que fijaban la IPE, en segundo lugar los dos tornillos que unían estas dos piezas entre sí y por último los cuatro tornillos que unían estas piezas a las piezas laterales del encofrado.

1.- Se desmontaron las piezas laterales del encofrado, desentornillando los cuatro tornillos que unían dichas piezas con la chapa inferior del encofrado.

2.- Se desmontó la chapa inferior del encofrado desentornillando los 16 tornillos que unían la armadura longitudinal con dicha chapa.

3.- Con la ayuda del puente grúa se elevó la probeta unos pocos centímetros del suelo enganchándola desde los ganchos y se soltó la pieza de madera que hacía de base durante el hormigonado. Una vez finalizado este punto la probeta quedó totalmente desencofrada, (*Figura 79*).

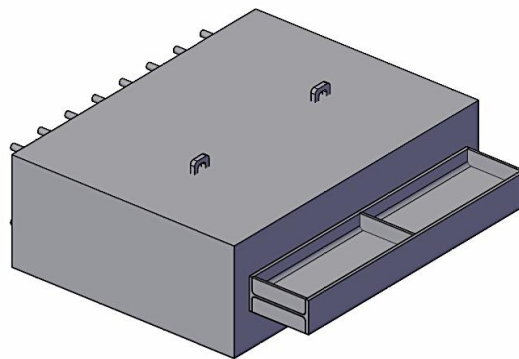


Figura 79. Probeta desencofrada.

4.- Con la probeta suspendida en el aire, ésta se desplazó hasta su lugar de acopio donde permaneció como mínimo tres semanas más.

Una vez desencofradas las probetas de cada remesa, se procedió a desencofrar las 12 probetas correspondientes de acompañamiento y se acopiaron en la cámara húmeda.

g. Montaje de la probeta en el pórtico ensayo

El montaje de cada una de las probetas en el pórtico de ensayo consistió en 5 pasos que se describen a continuación:

1.- Se fijó el actuador sobre el pilar izquierdo mediante 4 barras pretensadas de 17 mm de diámetro y 1600 mm de longitud, quedando en posición horizontal. Este paso se realizó una única vez ya que no se volvió a desmontar el actuador hasta haber finalizado la investigación, (Figura 80).



Figura 80. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 1.

2.- Con la ayuda del puente grúa y los ganchos de los que disponían las probetas, se trasladó cada una de las probetas desde su lugar de acopio hasta la zona donde estaba situado el pórtico de ensayo. Una vez allí se atornilló a la IPE una pieza triangular mediante cuatro tornillos que permitió colocar la probeta en posición vertical con la ayuda del puente grúa. Esta pieza se pudo reutilizar en cada uno de los ensayos.

Una vez colocada la probeta en posición horizontal se elevó mediante el puente grúa el armado externo a cortante, se posicionó sobre la probeta y con cuidado se fue bajando hasta quedar perfectamente enrasado con la base de la probeta. Una vez el armado externo a cortante estuvo en su posición, se fijaron las ocho barras que conforman el armado externo a cortante de forma que este no se pudiera mover de su posición, (Figura 81).

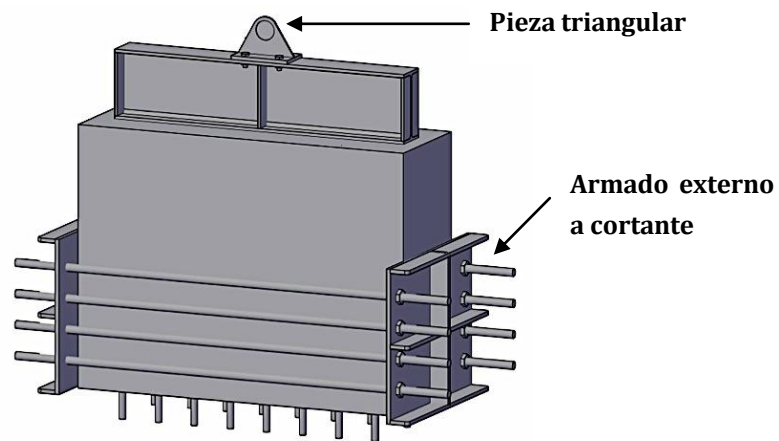


Figura 81. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 2.

3.- Con la ayuda del puente grúa se elevó la probeta en posición vertical y se trasladó hasta el pórtico donde se encajó la parte roscada de la armadura longitudinal que sobresale de la zona hormigonada en los agujeros de la viga inferior del pórtico, (Figura 82).

Seguidamente se atornillaron las barras que conforman la armadura longitudinal al pórtico de ensayo, asegurando con ello que la probeta quedase perfectamente horizontal y que esta no pudiera deslizar durante el ensayo.



Figura 82. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 3.

4.- Seguidamente se colocaron las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE, (Figura 83 a). Entre dos personas se elevó esta pieza y se colocó sobre la probeta. En primer lugar se encajó el esta pieza con el actuador y se aseguró su unión mediante un bulón.

A continuación se colocaron las piezas de ajuste (Figura 83 b), cuya función fue asegurar un adecuado contacto entre las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE y la propia IPE, de forma que no existiera holgura entre las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE, las piezas de ajuste y la propia IPE. Seguidamente se colocaron los captadores de desplazamiento (Figura 83 c), utilizando un angular al cual se atornillaron los captadores. Este angular se colocó en un lugar fijó con la ayuda de dos sargentos asegurando una correcta horizontalidad para que las mediciones sean las adecuadas.

Se utilizaron dos captadores, uno para controlar el actuador y otro para registrar los desplazamientos. Con el fin de lograr que los captadores midieran los desplazamientos de la IPE, se fijó una chapa metálica mediante un sargento a una de las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE, de forma que los captadores estuvieran en contacto con dicha chapa y pudieran realizar su función. Llegado este momento, puesto que la pieza atornillada en la IPE utilizada para poner en vertical la probeta ya no hacía falta, se desatornilló dicha pieza y se guardó para su uso en el siguiente ensayo. (Figura 83).



Figura 83. Montaje de la probeta en el pórtico de ensayo paso 4.

5.- El siguiente paso consistió en colocar la cadena que iba enganchada al encoder del actuador, lo cual nos permitió fijar la velocidad del mismo. Seguidamente se conectó el encoder del actuador al ordenador de control, se retiraron las bolsas que protegían los cables de las galgas, se peló la punta de dichos cables y se les colocaron las punteras necesarias para poder conectar las galgas al ordenador que registraría todos los datos.

También se conectaron al ordenador los captadores de desplazamiento, uno de ellos al ordenador que registraría los datos y el otro al ordenador de control.

Finalmente se dispuso una cámara de video apoyada sobre un trípode a unos dos metros del ensayo con el fin de grabar la secuencia del ensayo.

h. Ensayo de la probeta

Programación del ensayo: una vez montada la probeta de ensayo en el pórtico, se programó el ordenador de control para que ejecutase el programa de ensayo. Se previó que el ensayo pudiera ser de dos tipos, monotónico o cíclico. El ensayo monotónico consistió en provocar un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura, siendo la velocidad de aplicación de la carga constante en todo momento y de valor 0,1mm/s.

El ensayo cíclico se basó en la información obtenida de otros autores como Krawinkler (109), (110) y la normativa FEMA 461 (96). Los ensayos eran controlados por desplazamiento y consistieron en generar escalones de carga. Cada escalón de carga tenía tres ciclos de carga idénticos, donde la amplitud (a_i) y la frecuencia (f) de la carga no variaban (Figura 84). La relación entre la carga de los sucesivos escalones viene dada por las siguientes ecuaciones:

$$a_{i+1} = 1 + a_i \quad \text{siendo } a_1 = 1 \text{ mm}$$

$$T_{i+1} = 40 + T_i \quad \text{siendo } T_1 = 40 \text{ s}$$

$$f_i = 1/T_i \quad \text{siendo } f_1 = 0,025 \text{ Hz}$$

Como se puede comprobar de las ecuaciones anteriores, los incrementos de desplazamiento siempre fueron de 1 mm y la velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s. Este proceso se repetía hasta conseguir la rotura de la probeta.

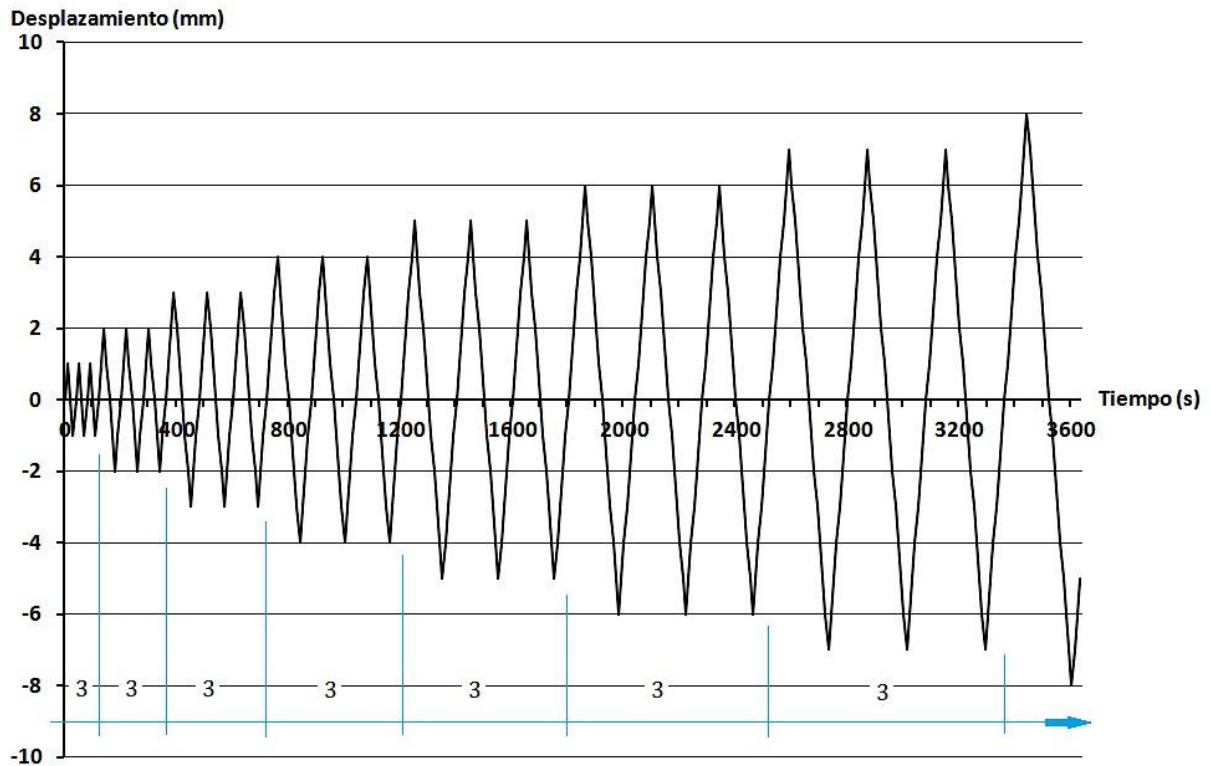


Figura 84. Esquema de aplicación de la carga controlada por deformación en los ensayos cíclicos.

Control del ensayo: una vez programado el ensayo a realizar, el control del ensayo se realizó mediante el siguiente procedimiento:

- Se comprobó que el ordenador de toma de datos estuviera recibiendo correctamente la señal de los captadores de desplazamiento y de las galgas extensométricas y que el ordenador de control estuviera recibiendo correctamente la información del captador de desplazamiento.
- Se establecieron los ejes de las gráficas en ambos ordenadores para representar la evolución del ensayo en tiempo real.
- Se tomaron ceros en ambos ordenadores antes de empezar el ensayo.
- Se comenzó el ensayo y el ordenador de toma de datos comenzó a registrar dos tomas por segundo (Figura 85).
- A lo largo del ensayo se dispuso de una cámara de video y una cámara de fotos que permitió realizar múltiples tomas a una distancia de seguridad. Se realizó un adecuado

registro fotográfico del ensayo en el instante de rotura, antes de empezar a desmontar la probeta.

- A la finalización del ensayo se realizó una copia de seguridad del ordenador de toma de datos para su posterior análisis.

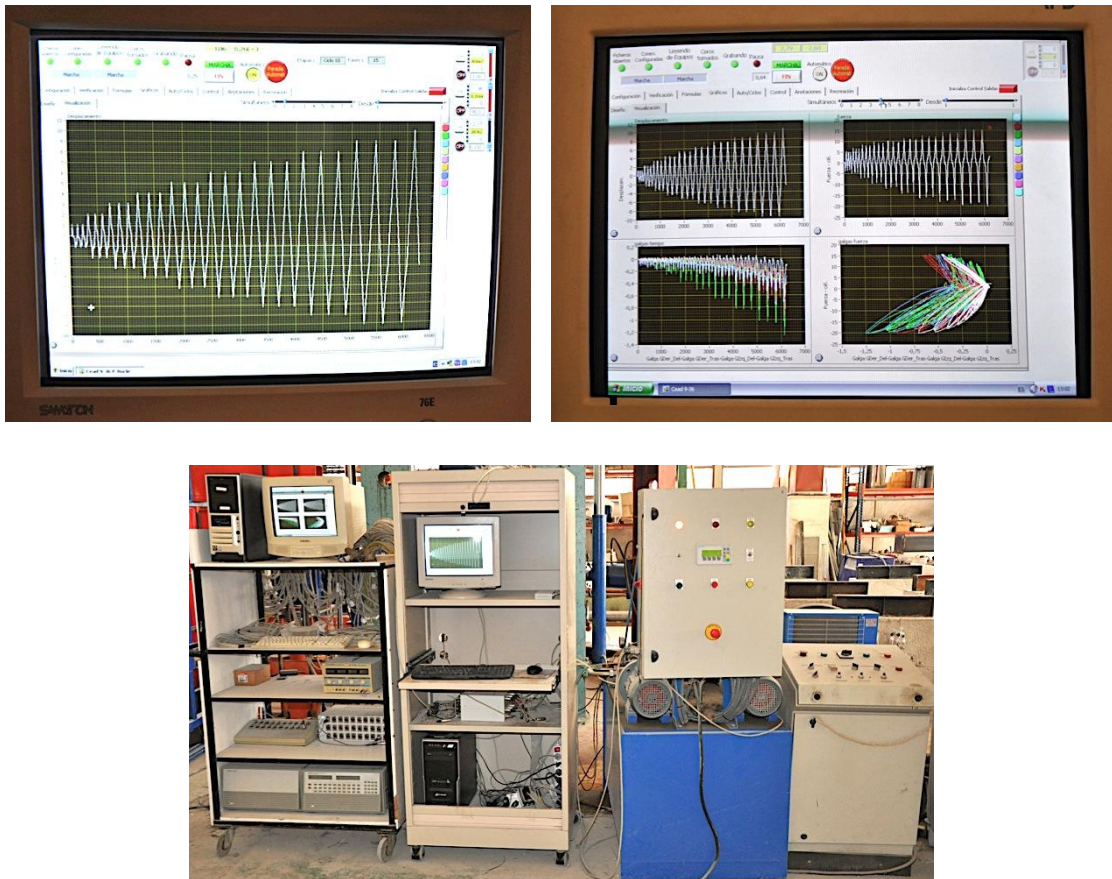


Figura 85. Ordenador Control (a), ordenador toma de datos (b), conjunto de equipos para la realización del ensayo (c).

i. Desmontaje de la probeta del pórtico de ensayo

El desmontaje de cada una de las probetas del pórtico de ensayo consistió en 5 pasos que se describen a continuación:

- 1.- Se retiraron todas las conexiones sensibles para evitar dañarlas durante el desmontaje. Esto supuso desconectar la conexión entre encoder del actuador y el ordenador de control, la cadena que iba enganchada al encoder del actuador, la conexión entre las galgas y el ordenador de toma de datos, las conexiones entre los dos captadores

de desplazamiento y los ordenadores de control y toma de datos y la cámara de video junto a su trípode.

2.- Se aflojaron los dos sargentos que fijan al pilar derecho el angular al cual se habían atornillado los captadores de desplazamiento y se retiró dicho angular con los captadores a un lugar donde no pudieran ser dañados. Seguidamente se aflojó el sargento que sujeta la chapa metálica que se había colocado en una de las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE. Se retiraron las piezas de ajuste y las piezas encargadas de transmitir la carga del actuador a la IPE, quitando previamente el bulón que aseguraba dicha unión.

3.- Se retiró la IPE, y se procedió a realizar un adecuado registro fotográfico de la misma.

4.- Se desentornillaron las barras que conformaban la armadura longitudinal del pórtico de ensayo y con la ayuda del puente grúa se elevó la probeta en posición vertical y se trasladó hasta el lugar de acopio. Una vez allí se aflojó el refuerzo externo a cortante y con el puente grúa se retiró dicho refuerzo de la probeta.

Para asegurar un adecuado montaje de la siguiente probeta, sin residuos del la probeta anterior, se procedió en cada ocasión a la limpieza de toda la zona de ensayo incluyendo el pórtico de ensayo y poniendo especial atención en la zona donde la probeta se atornilla al pórtico.

5.- Se procedió a realizar un adecuado registro fotográfico de la probeta en dos fases, primero se realizó un registro fotográfico sin dibujar ni rayar sobre la probeta y posteriormente, para poder observar con mayor claridad el camino seguido por las fisuras, se pintó sobre ellas con un permanente de color rojo y se procedió a realizar otro registro fotográfico.

4. RESULTADOS

Se han llevado a cabo 37 ensayos sobre las probetas descritas en el apartado 3 de este trabajo. En el Anejo 3 se muestran los resultados pormenorizados de cada uno de los ensayos realizados, mediante la elaboración de sus correspondientes fichas de ensayo. A modo de ejemplo se muestra a continuación la ficha correspondiente al Ensayo 1.

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 1	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	16	mm
Separación entre los pernos	225	mm
h total antes de soldar	75	mm
h _{ef} antes de soldar	67	mm
h total tras la soldadura	74,25	mm
h _{ef} tras la soldadura	65,25	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	MPa
Tiempo del ensayo	52 min 18 seg	
Máxima carga	145,00	kN
Desplazamiento en máxima carga	5,00	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	2,14	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,91	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	1,03	‰
Carga en rotura	17,79	kN
Desplazamiento en rotura	7,54	mm
Tipo de ensayo	Cíclico	
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>	
Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Ø tras la soldadura	4,14	-
Rotura por <i>breakout</i>	67,18	kN
Rotura por <i>pryout</i>	188,39	kN
Rotura del acero	180,96	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,770	-
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,801	-
Descripción del ensayo		
<p>Se provocaron un total de 21 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s en los 19 primeros ciclos y se decidió aumentarla a 0,2 mm/s en los últimos 2 ciclos.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>		

Tabla 9. Tablas correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.

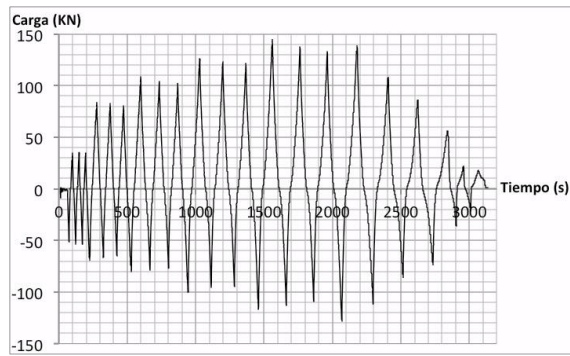
Igualmente las fichas de ensayo recogen documentación fotográfica de los aspectos más interesantes encontrados durante la ejecución del mismo. A continuación se muestra a modo de ejemplo las fotografías correspondientes al ensayo 1.



Tabla 10. Imágenes correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.

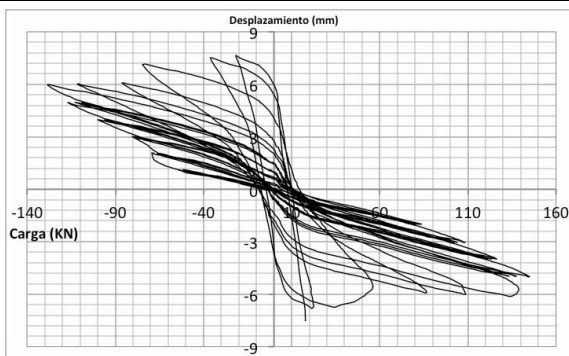
Los resultados directos medidos mediante transductores de desplazamiento y las galgas extensométricas dispuestas en la probeta se muestran en las correspondientes fichas de ensayo.

Aplicación de la carga

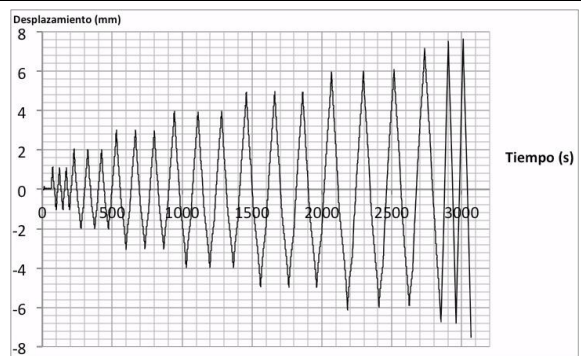


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

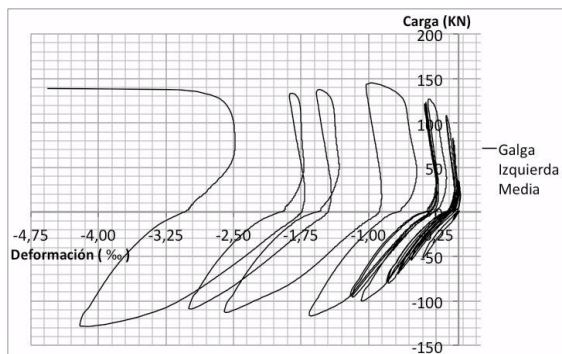


b) Carga - Desplazamiento

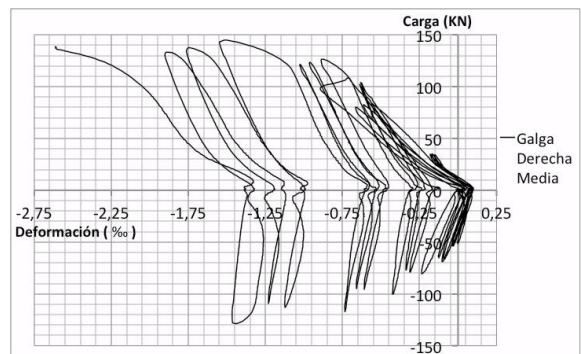


c) Tiempo - Desplazamiento

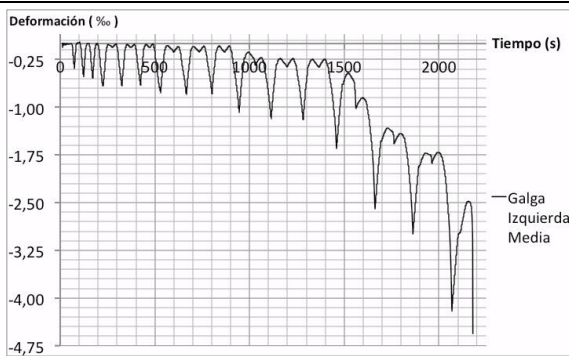
Resultados en deformaciones



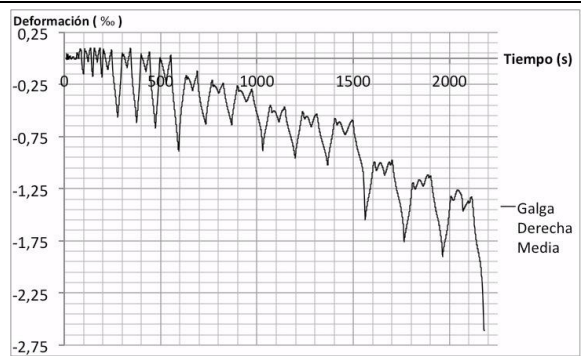
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Tabla 11. Resultados correspondientes a la ficha de ensayo del ensayo 1.

En este apartado se van a analizar los resultados obtenidos en los 37 ensayos realizados. Se analizan las reducciones de carga máxima del ensayo cíclico respecto al monotónico, deformaciones y desplazamientos en carga máxima y en rotura en función de la disposición de los pernos en la IPE, relación h_{ef}/\emptyset , tipo de carga aplicada y tipo de rotura producida.

Antes de empezar a discutir los resultados observados en las diferentes disposiciones, se introducirán dos tablas (una para los ensayos monotónicos y otra para los ensayos cíclicos) con los principales resultados de cada uno de los ensayos en dicha disposición.

Cada tabla contiene la siguiente información de cada ensayo:

- Número de ensayo
- Disposición
- h_{ef}/\emptyset
- Deformación de diferentes pernos (‰)
- Desplazamiento en carga máxima (mm)
- Desplazamiento en rotura (mm)
- Carga máxima según los cálculos realizados con el Apéndice D del ACI 318-08 (4) para cada ensayo calculado en monotónico y suponiendo el fallo del hormigón por *pryout* (kN)
- Carga máxima según los cálculos realizados con el Apéndice D del ACI 318-08 (4) para cada ensayo calculado en monotónico y suponiendo la rotura del acero (kN)
- Carga máxima obtenida en el ensayo (kN)
- Reducción respecto al monotónico teórico
- Resistencia media a compresión del hormigón
- Tipo de rotura producida en el ensayo
- Tipo de soldadura

En el apartado de “reducciones respecto al monotónico teórico”, tanto en los ensayos monotónicos como cíclicos, se está comparando la carga máxima obtenida en dicho ensayo con la esperada según los cálculos realizados con el Apéndice D del ACI 318-08 (4) para dicho ensayo calculado en monotónico suponiendo tanto la rotura del acero como el fallo del hormigón por *pryout*:

$$\frac{Q_{test}}{Q_{teórico}}$$

Donde:

Q_{test} → Carga máxima obtenida durante el ensayo

$Q_{teórico}$ → Carga máxima según los cálculos realizados con el Apéndice D del ACI 318-08 (4) para dicho ensayo calculado en monotónico y suponiendo el fallo del hormigón por *pryout* o rotura del acero, según sea el caso.

Tal y como se deduce de las expresiones anteriormente expuestas, si el resultado obtenido es inferior a la unidad es porque lo que tenemos es una reducción de la carga máxima obtenida en comparación con la carga máxima teórica que se debería haber obtenido si se realizase el mismo ensayo en monotónico (cálculos realizados mediante el Apéndice D del ACI 318-08 (4)), pero si por el contrario el resultado obtenido es superior a la unidad es porque se ha obtenido una carga superior a la carga máxima teórica que se debería haber obtenido si se realizase el mismo ensayo en monotónico (cálculos realizados mediante el Apéndice D del ACI 318-08 (4)).

4.1. Disposición PI (Perno Individual)

Esta disposición consta de un único perno situado en el centro geométrico de la base de la IPE (Figura 86).



Figura 86. Disposición PI.

Monotónico

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def. media perno carga máx. (‰)	Despl. max carga (mm)	Despl. en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Soldadura
18	19	4,68	10,11	11,23	35,66	104,75	127,59	97,71	0,933 (Pryout) 0,766 (Acero)	24,5	Acero/Pryout	Cerámica
19	19	4,63	2,62	7,09	11,59	133,37	127,59	120,31	0,902 (Pryout) 0,943 (Acero)	41,4	Acero/Pryout	Manual
23	22	6,14	N/A	7,02	29,40	164,76	171,06	157,86	0,958 (Pryout) 0,923 (Acero)	37,5	Acero/Pryout	Manual
21	19	7,37	N/A	12,41	13,54	173,93	127,59	120,74	0,694 (Pryout) 0,946 (Acero)	41	Acero	Cerámica

Cíclico

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def. media perno carga máx. (‰)	Despl. max carga (mm)	Despl. en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Soldadura
16	19	4,68	N/A	5,87	6,98	104,35	127,59	67,34	0,645 (Pryout) 0,528 (Acero)	24,5	Acero	Cerámica
17	19	4,53	3,83	9,49	10,21	128,85	127,59	112,87	0,876 (Pryout) 0,885 (Acero)	41,4	Acero	Manual
22	22	6,18	N/A	9,57	12,01	173,32	171,06	156,15	0,901 (Pryout) 0,913 (Acero)	41,5	Acero	Manual
20	19	7,37	1,13	2,25	4,27	173,93	127,59	94,63	0,544 (Pryout) 0,742 (Acero)	41,0	Acero	Cerámica

Tabla 12. Resumen de los resultados de la disposición PI tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.

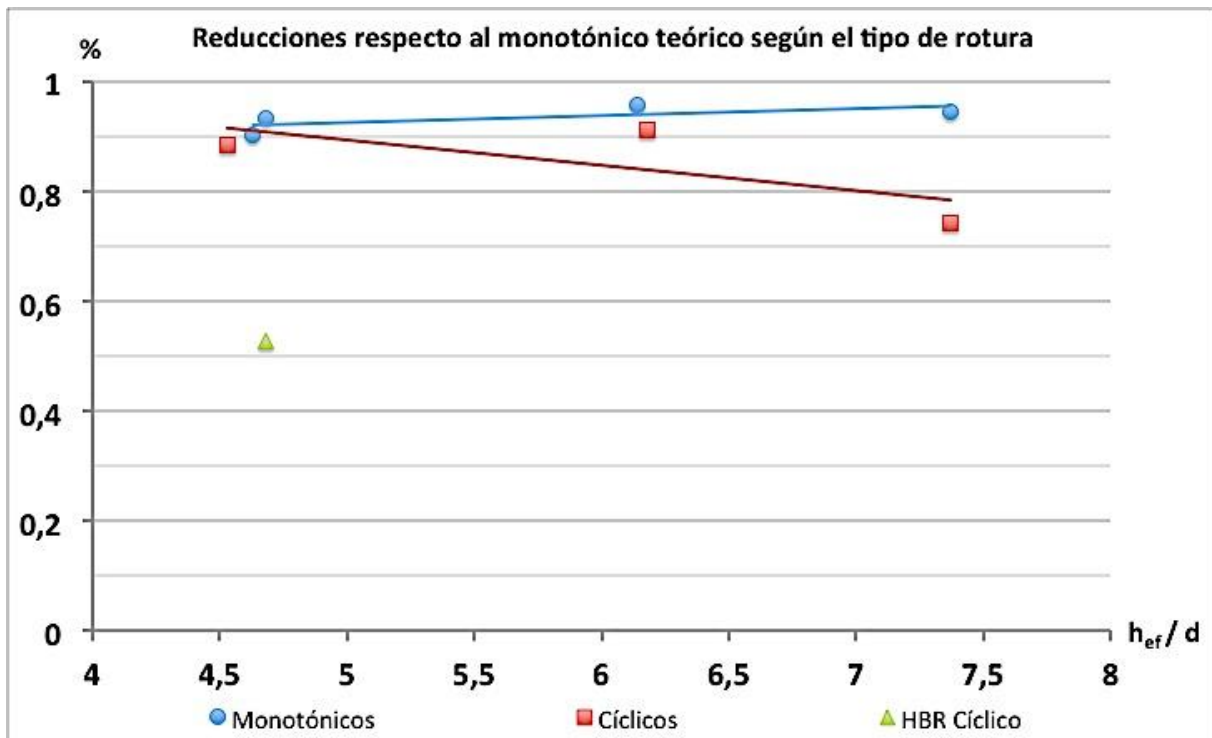


Figura 87. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico según el tipo de rotura frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PI.

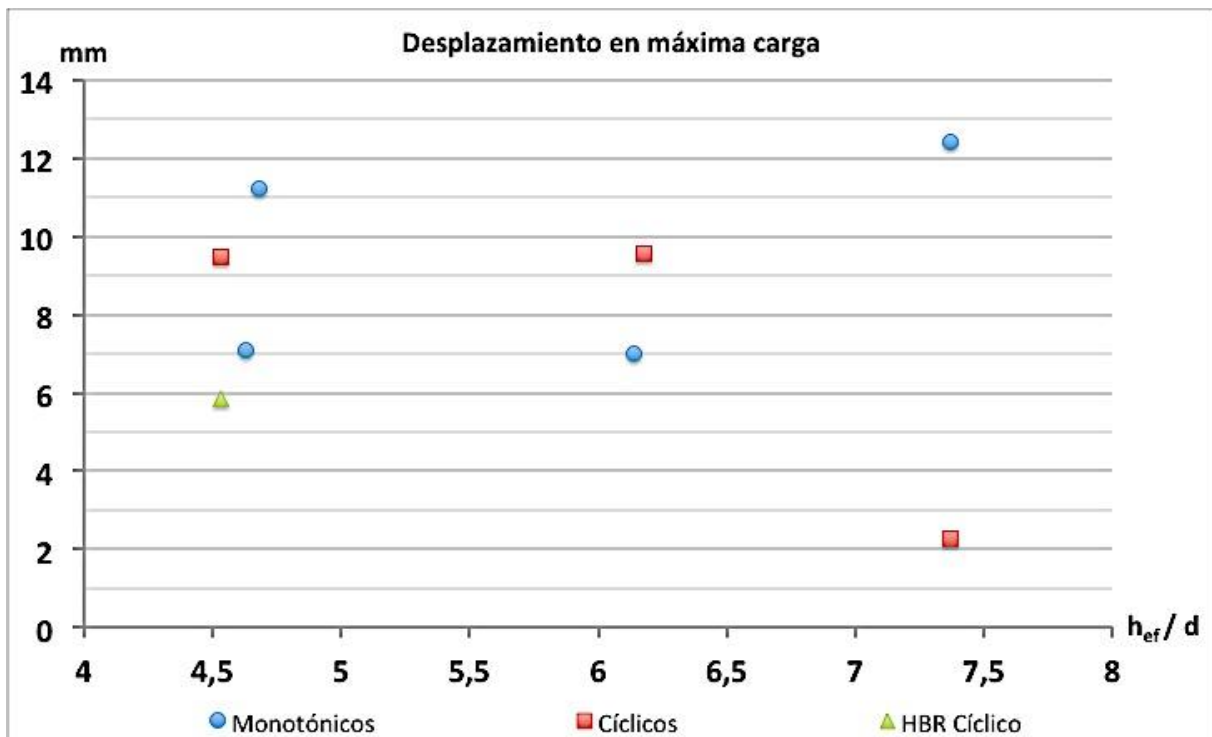


Figura 88. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PI.

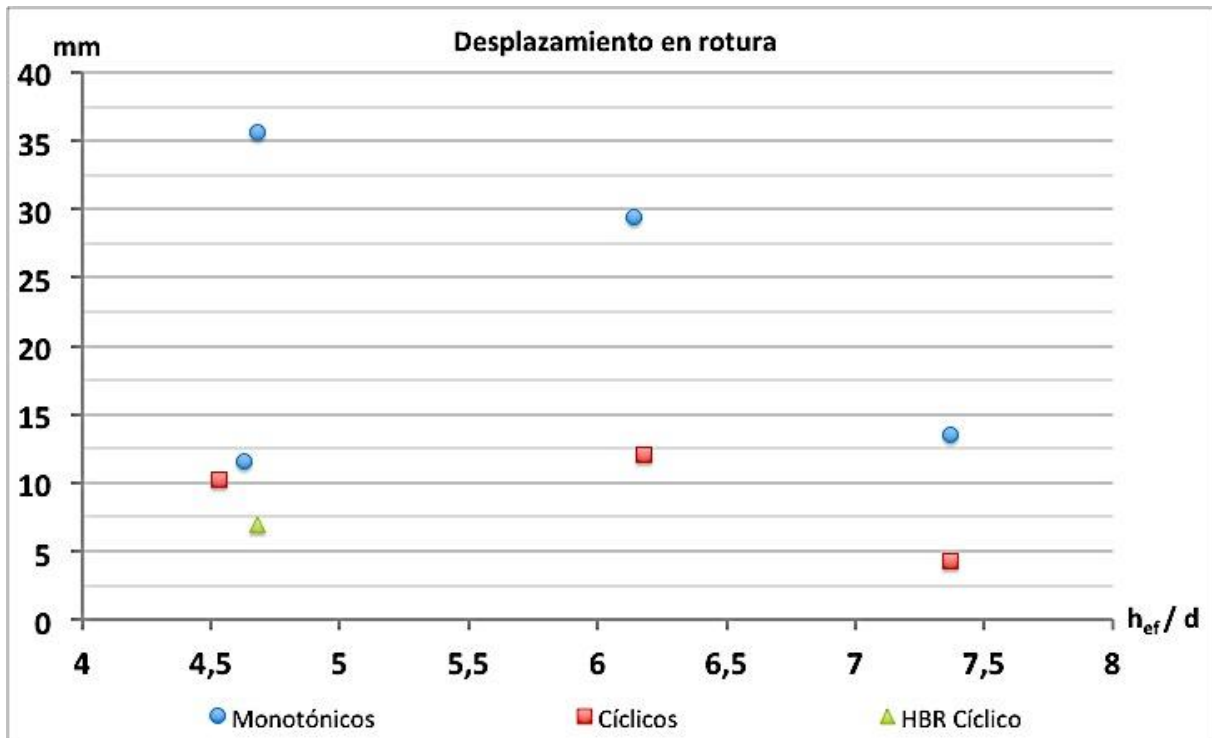


Figura 89. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PI.

4.1.1. Ensayos Monotónicos

Los tipos de rotura producidos en los ensayos monotónicos se han producido por el acero o mixtos. En aquellos ensayos en los que las fotografías indican un fallo por *pryout* (ensayos 18, 19 y 23), se han considerado como rotura mixta debido a que las deformaciones del acero superan las deformaciones de plastificación del mismo (1,75 %) y el hormigón que rodea localmente al acero se observa muy deteriorado.

Los conos que se configuran en rotura tienen una forma adecuada según lo descrito en el método de cálculo de anclajes CCD descrito en el punto 1.4.1.b, y se observa que dicho cono alcanza los bordes laterales libres de la probeta siendo cosido en parte por la armadura lateral dispuesta.

En el ensayo 23, se observa (Figura 90) que las fisuras describen un cono de rotura adecuado, observándose también el cosido del cono por en parte por la armadura lateral dispuesta en los bordes laterales libres de la probeta, pero una mitad del cono no llega a desprenderse. Esta es la razón por la cual no se llega a alcanzar la carga prevista de rotura por *pryout*.



Figura 90. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición PI.

En los ensayos 18 y 19 (Figura 90) no se alcanza la carga prevista de rotura por *pryout* si bien se alcanzan las deformaciones de plastificación del acero y en el ensayo 21 se produce la rotura del acero y se observa que dicha rotura se produce por un único plano prácticamente liso, perpendicular al eje del perno y justo por encima de la soldadura (Figura 91).

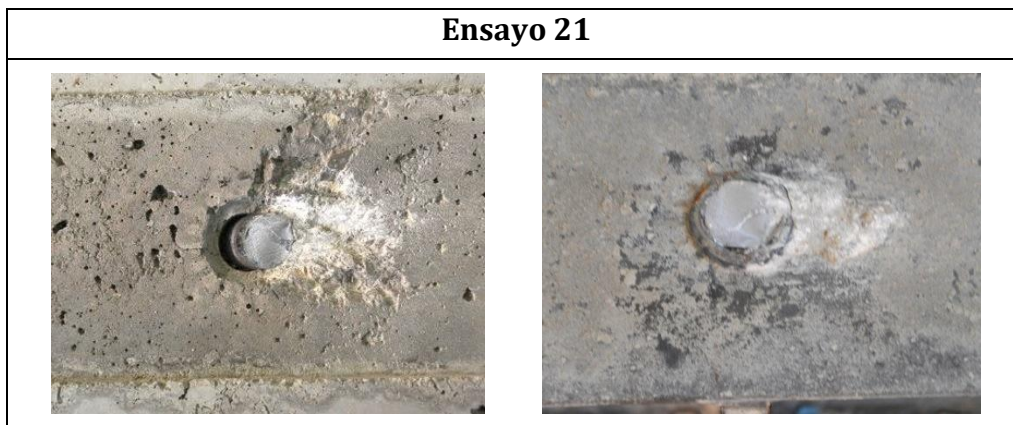


Figura 91. Rotura por el acero del ensayo 21 (monotónico / disposición PI).

Los ensayos indican que el acero del perno está resistiendo como media $0,89 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resiste un 11% menos de los que indica el ACI 318-08 (4). Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero y los ensayos en los que se producen roturas mixtas:

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} \text{ (acero) "de los ensayos cuyo modo de rotura sea mixta o acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

Esto es debido a que los pernos están sometidos a un esfuerzo de corte + flexión y no a una tracción pura tal y como nos indica el ACI 318. La razón por la cual el perno es capaz de soportar una carga última similar a $A_s \cdot f_u$ tal y como indica el ACI 318 y no una carga de $A_s \cdot f_u / \sqrt{3}$ es debido a que el cordón de soldadura que es de mejor material que el perno, absorbe una gran parte del esfuerzo de corte + flexión.

Por lo tanto en la zona de fallo que se sitúa justo por debajo del cordón de soldadura, los esfuerzos son bastante inferiores. En la Figura 92. Interpretación cualitativa de distribución de esfuerzos en perno. se puede observar la interpretación cualitativa de cómo se distribuyen los esfuerzos en el perno cuando se produce el modo de fallo de rotura del acero.

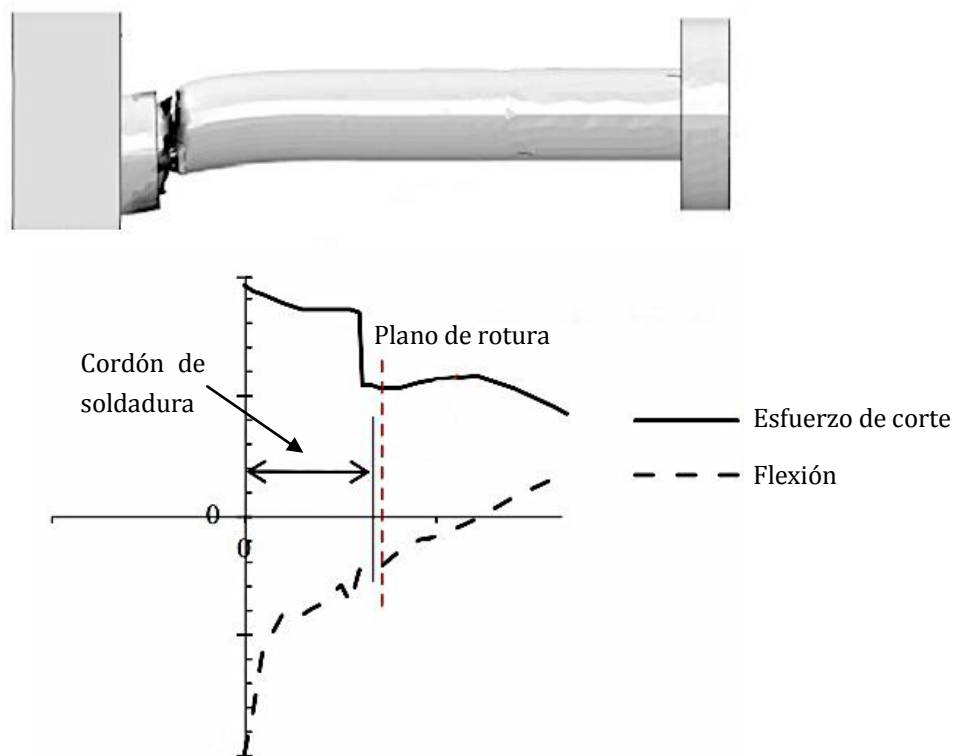


Figura 92. Interpretación cualitativa de distribución de esfuerzos en perno.

4.1.2. Ensayos Cíclicos

Los tipos de rotura producidos en los ensayos cíclicos en el intervalo se han producido por el acero.

La cargas máximas alcanzadas en los ensayos 17 y 22 están cerca de la carga máxima resistida por *pryout*, y las fotos de dichos ensayos muestran una muy baja degradación

del hormigón existente alrededor del perno (Figura 93). Esto refuerza el hecho de que el ensayo 23 habría sido de alcanzar como mínimo la carga de rotura prevista por *pryout* y que el ensayo 18 y 19 deberían haber sido capaces de resistir una mayor carga máxima.



Figura 93. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PI.

Los ensayos 16, 17, 22 y 20 muestran una reducción en la resistencia del acero del perno superior al observado en los ensayos monotonicos de esta misma disposición y esto es al esfuerzo cíclico. El acero del perno está resistiendo como media $0,77 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, un 23% menos que lo que indica el ACI 318-08 (4) para un esfuerzo monotónico. Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero y los ensayos en los que se producen roturas mixtas:

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{acero}) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea mixta o acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

El esfuerzo cíclico, está generando una degradación progresiva del hormigón que rodea al perno, principalmente en la zona cercana a la soldadura (Figura 94). Esta degradación del hormigón genera una pérdida de empotramiento del perno, es decir, merma las condiciones de sujeción del perno y adquiere flexibilidad. En consecuencia, estos desplazamientos impuestos sobre un perno flexible producen una pérdida continua de sección contributiva del perno a la resistencia, debido a esta holgura.

Esto genera que la resistencia del perno sufra una reducción de resistencia adicional a la en los ensayos monotónicos de un 14%.

$$1 - \left(\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Monotónicos}) / \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Cíclicos}) \right)$$

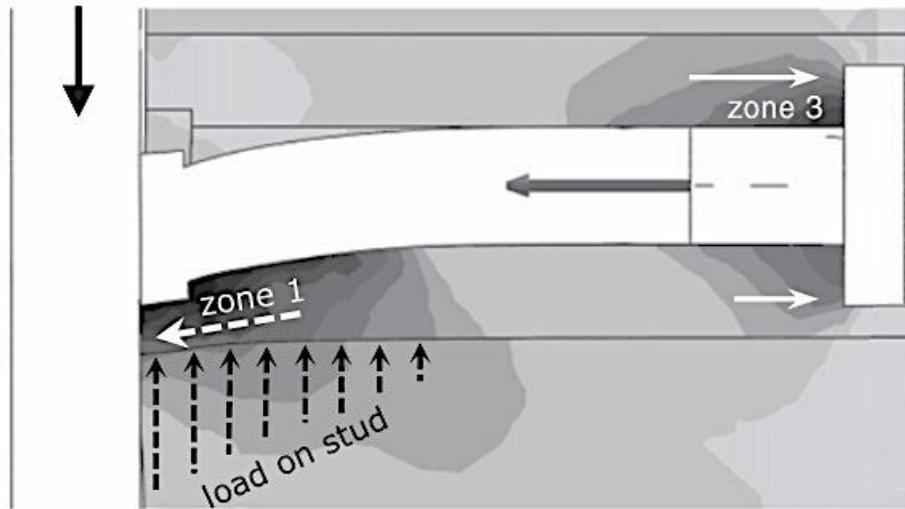


Figura 94. Representación cualitativa de la degradación del hormigón en un ensayo cíclico.

En todos los ensayos cíclicos observamos que la rotura del acero se produce por anillos concéntricos, que van del exterior del perno hacia el centro del perno y a distintas alturas (Figura 95).

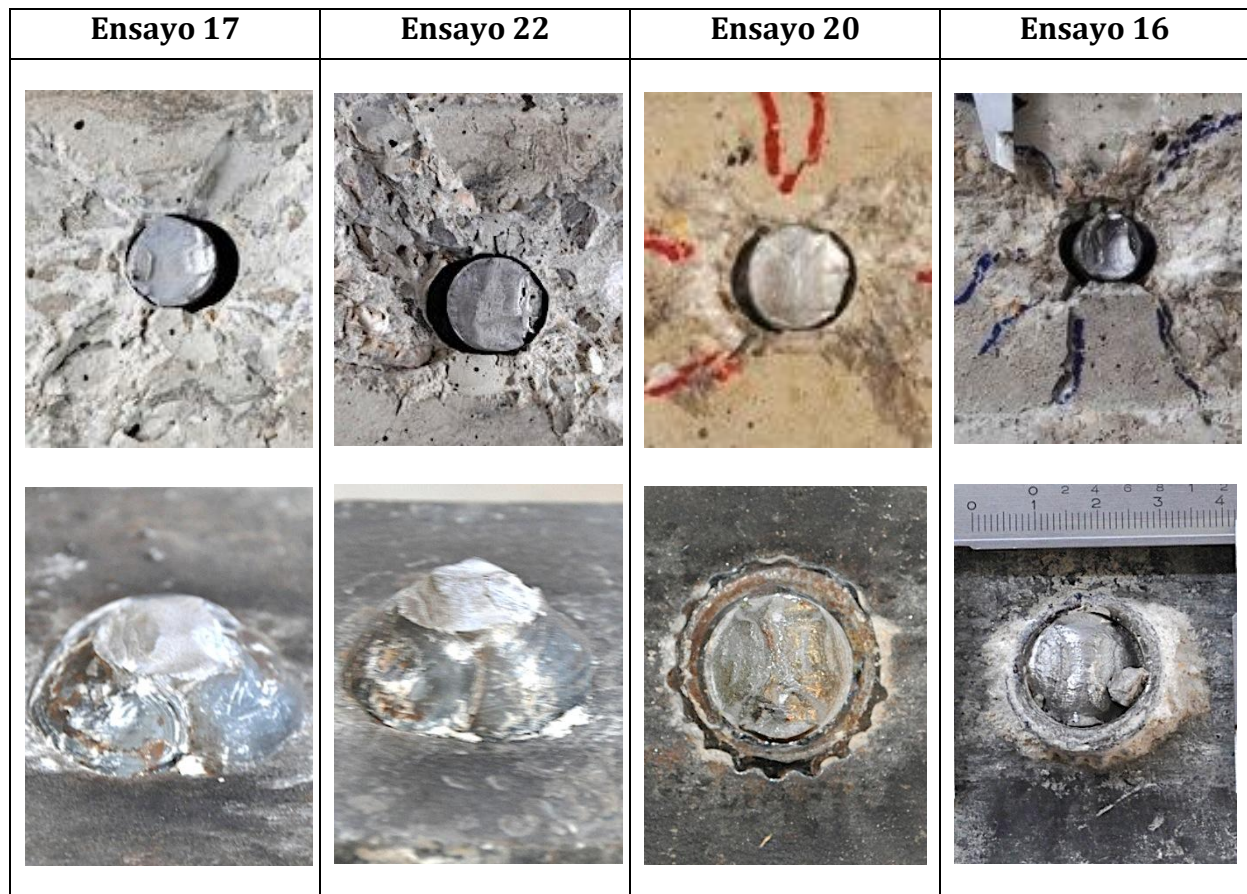


Figura 95. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PI.

Los desplazamientos en carga máxima parecen ser superiores en los ensayos cíclicos que en los monotónicos a excepción del ensayo 20 (Figura 88), debido a la mayor flexibilidad que adquiere el perno con los ciclos de carga

En cuanto a los desplazamientos en rotura (Figura 89) son claramente superiores en los ensayos monotónicos que en los cíclicos independientemente del tipo de rotura, aunque si la rotura es por *pryout* los desplazamiento en rotura son superiores a cuando la rotura es por el acero.

4.2. Disposición PPSEG (Pernos Paralelos Sin Efectos de Grupo)

La diferencia entre esta disposición y la disposición PI es que aquí se tienen 2 pernos, separados entre sí en la dirección de la carga una distancia suficiente para que los conos de rotura definidos por el método de cálculo de anclajes CCD no se solapen y trabajen de forma independiente (Figura 96).



Figura 96. Disposición PPSEG.

Monotónico

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def med perno izq. carga máx. (‰)	Def. med perno dere. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl. en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}		fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Sold.
2	16	4,06	3,21	2,09	3,59	19,15	183,08	180,96	156,69	0,856 (Pryout)	0,866 (Acero)	48,4	Acero/Pryout	Cerámica
5	19	4,63	3,08	2,94	11,34	42,89	205,19	255,18	168,21	0,820 (Pryout)	0,659 (Acero)	24,5	Acero/Pryout	Cerámica
6	19	4,61	1,56	1,85	7,36	30,01	264,47	255,18	196,07	0,741 (Pryout)	0,768 (Acero)	41,4	Acero/Pryout	Manual
14	22	6,28	N/A	2,71	5,45	43,02	376,69	342,12	272,60	0,724 (Pryout)	0,797 (Acero)	48,4	Soldadura*	Cerámica
15	22	6,27	1,54	7,99	12,74	65,73	348,22	342,12	300,01	0,862 (Pryout)	0,877 (Acero)	41,4	Acero/Pryout	Manual
9	19	7,30	2,25	1,91	13,05	13,69	377,05	255,18	265,06	0,703 (Pryout)	1,039 (Acero)	48,4	Acero	Cerámica
10	19	7,20	1,39	2,51	13,14	13,69	375,61	255,18	233,49	0,622 (Pryout)	0,915 (Acero)	48,4	Acero	Cerámica
11	19	7,26	1,61	1,43	11,74	16,56	348,22	255,18	225,02	0,646 (Pryout)	0,882 (Acero)	41,4	Acero	Cerámica

Cíclicos

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def med perno izq. carga máx. (‰)	Def. med perno dere. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl. en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}		fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Sold.
1	16	4,14	0,97	2,14	5,00	7,54	188,39	180,96	145,00	0,770 (Pryout)	0,801 (Acero)	48,4	Acero/Pryout	Cerámica
3	19	4,66	0,17	N/A	9,01	11,09	206,95	255,18	140,30	0,678 (Pryout)	0,550 (Acero)	24,5	Acero	Cerámica
4	19	4,66	3,77	1,18	10,39	13,18	268,69	255,18	205,56	0,765 (Pryout)	0,806 (Acero)	41,5	Acero	Manual
12	22	6,17	0,30	1,06	7,54	11,95	374,89	342,12	236,10	0,630 (Pryout)	0,690 (Acero)	48,4	Acero	Cerámica
13	22	6,30	1,87	0,12	12,05	14,58	346,66	342,12	230,97	0,666 (Pryout)	0,675 (Acero)	41,0	Acero	Cerámica
7	19	7,29	0,70	1,17	8,46	10,01	346,86	255,18	182,43	0,526 (Pryout)	0,715 (Acero)	41,0	Acero	Cerámica
8	19	7,16	1,24	0,81	10,47	12,22	347,31	255,18	200,45	0,577 (Pryout)	0,786 (Acero)	41,5	Acero	Cerámica

* Este ensayo se descarta por mala ejecución de la soldadura

Tabla 13. Resumen de los resultados de la disposición PPSEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.

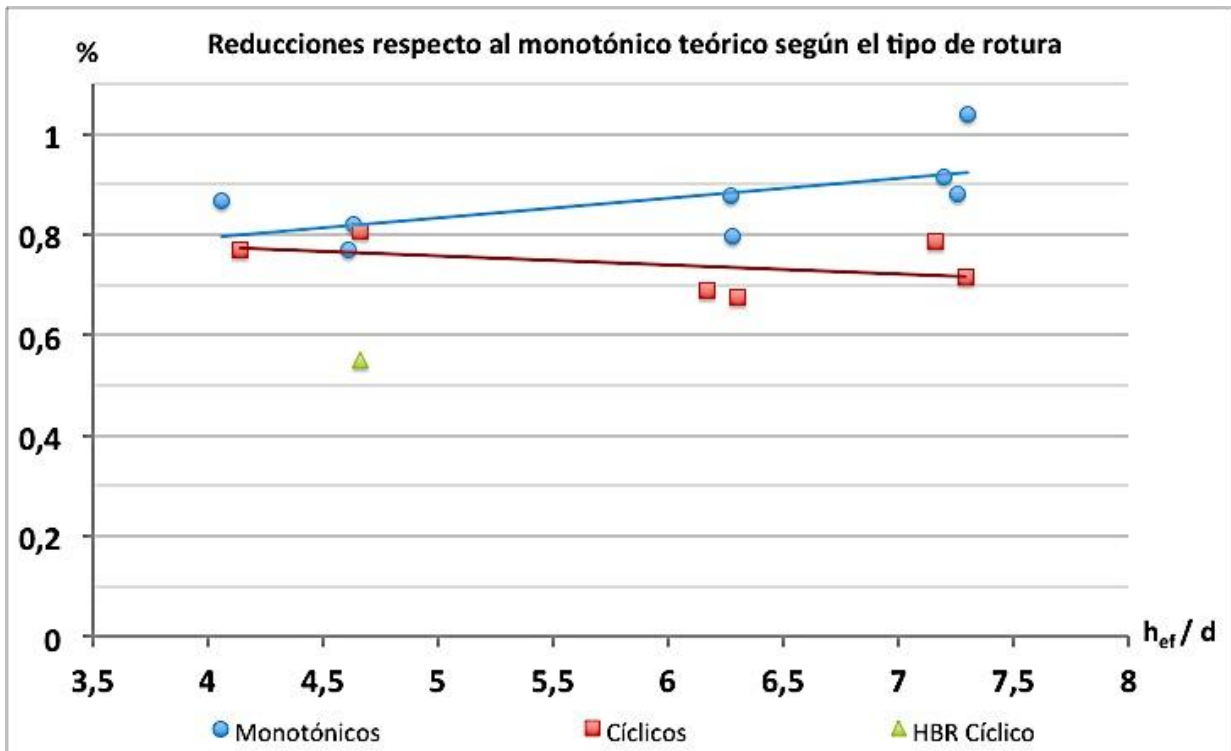


Figura 97. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico según el tipo de rotura frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PPSEG. (Cuando el fallo es mixto se ha representado la reducción de resistencia respecto al fallo del acero.)

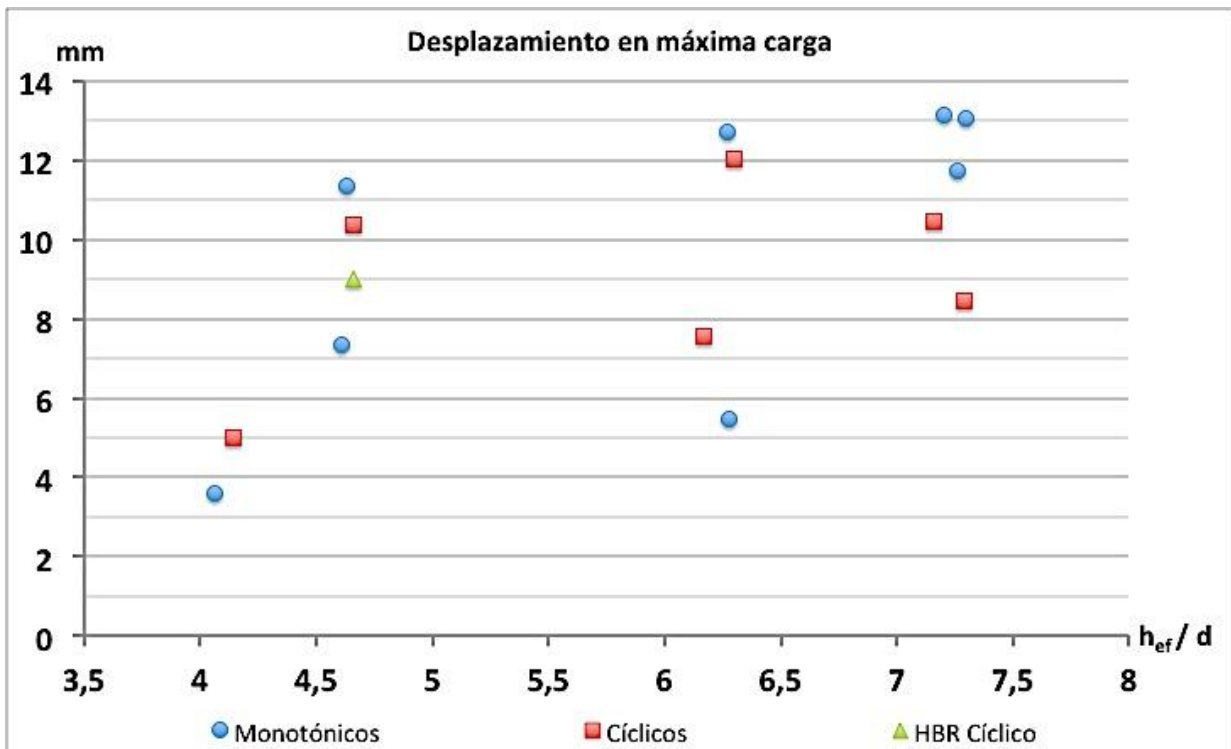


Figura 98. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPSEG.

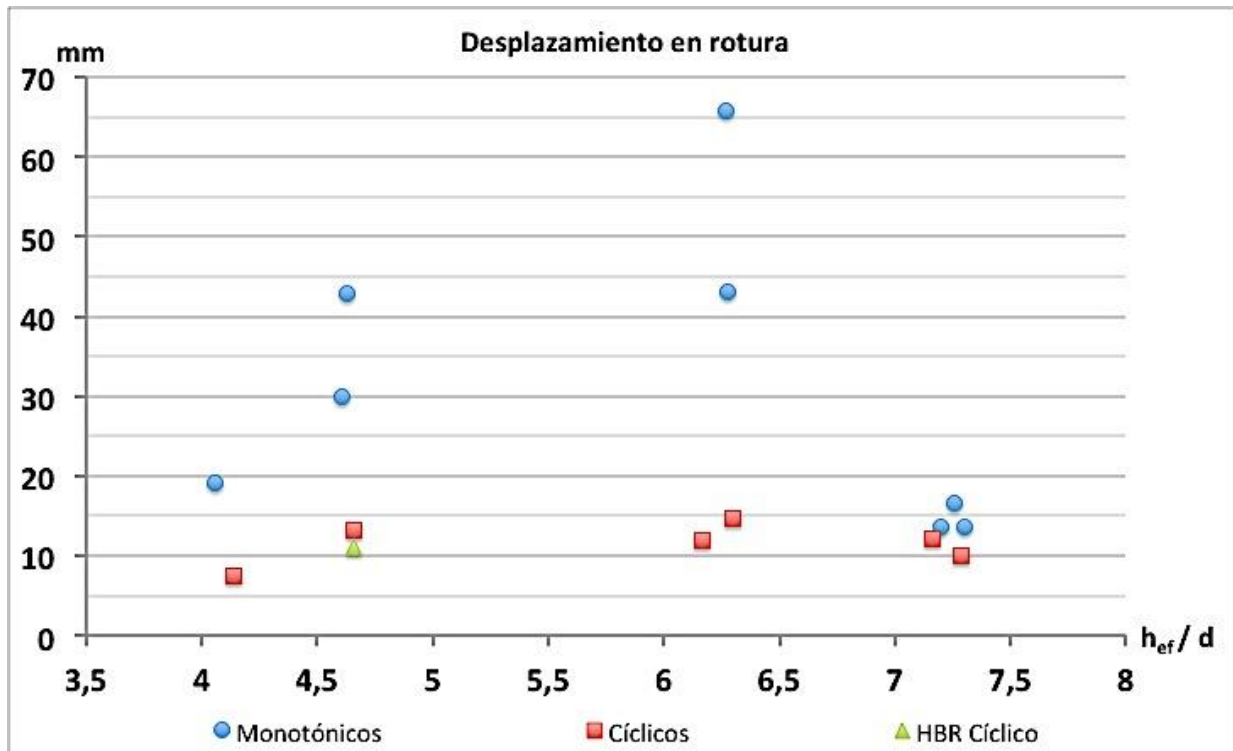


Figura 99. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPSEG.

4.2.1. Ensayos Monotónicos

Los tipos de rotura producidos en los ensayos monotónicos en el intervalo se han producido por el acero o mixtos. En aquellos ensayos en los que las fotografías indican un fallo por *pryout* (ensayo 5), se han considerado como rotura mixta debido a que las deformaciones del acero superan las deformaciones de plastificación del mismo (1,75 %) y el hormigón que rodea localmente al acero se observa muy deteriorado.

En los ensayos donde se ha producido un fallo mixto (2, 6 y 15) es debido a que la resistencia del acero y la resistencia local del hormigón son muy similares (Figura 100).

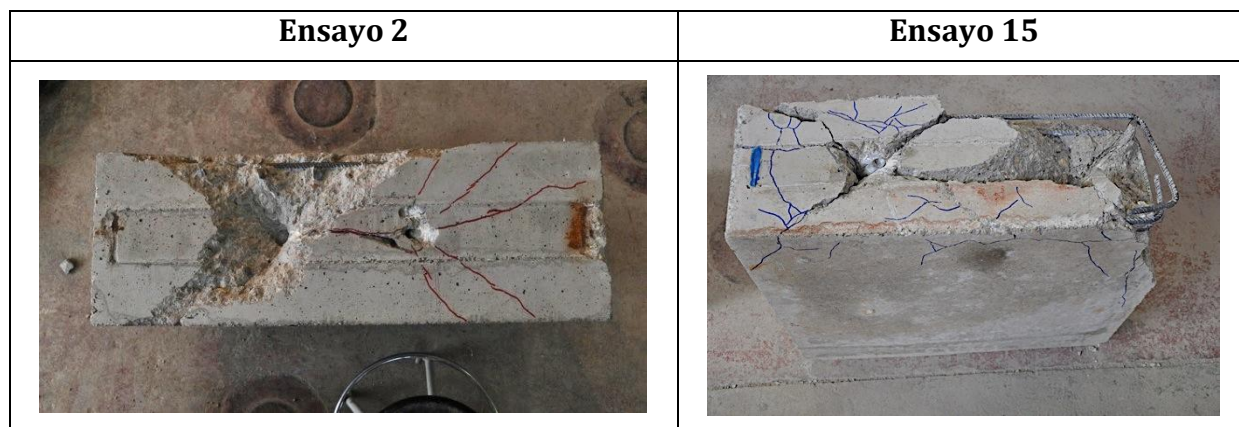


Figura 100. Roturas de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.

En los ensayos 5 y 6 (Figura 101) se observa que en uno de los pernos solo se produce medio cono de rotura (similar al ensayo 23 disposición PI). Esto explica que la reducción de resistencia del conjunto de la probeta sea inferior al resto de casos.

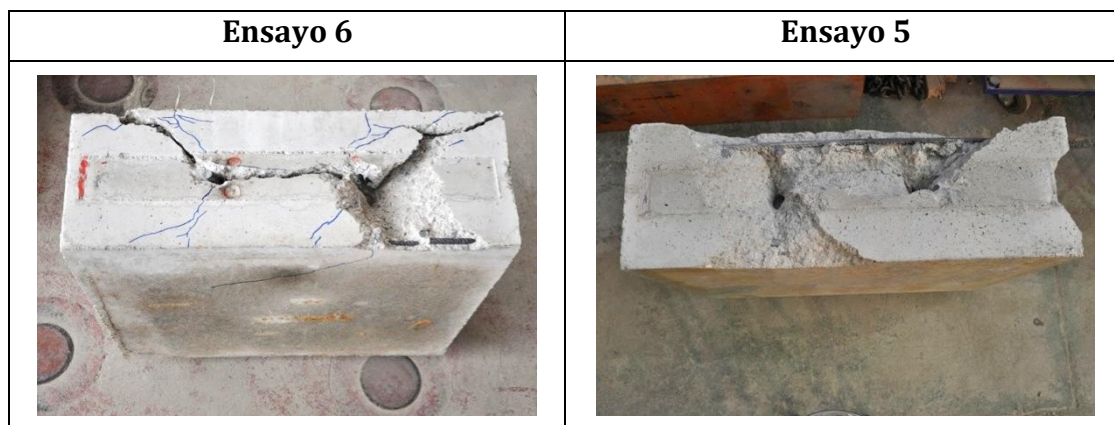


Figura 101. Roturas por pryout con solo medio cono desprendido de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.

En estos ensayos se aprecia que el perno más cercano al punto de aplicación de la carga está absorbiendo más carga que el perno más alejado. Esto genera que el perno más cercano al punto de aplicación de la carga falle antes, produciendo con ello que la resistencia del conjunto de la probeta se vea reducida en mayor medida de lo esperado, tal y como se detalla posteriormente.

En el ensayo 14 (Figura 102) se produjo la rotura de la soldadura y ésta es la razón por la cual la reducción de resistencia del conjunto de la probeta es inferior al resto de casos.



Figura 102. Rotura de la soldadura en el ensayo 14 de la disposición PPSEG.

En los ensayos 9, 10 y 11 se produce la rotura del acero (Figura 103).

En esta disposición se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI en cuanto a que:

- Los conos de rotura (ensayos 2 y 6) o en su defecto las fisuras que lo definen (ensayo 15), tienen una forma adecuada según lo descrito en por el método de cálculo de anclajes CCD.
- Se observa que dicho cono alcanza los bordes laterales libres de la probeta siendo cosido en parte por la armadura lateral dispuesta.
- Los pernos que fallan por el acero, el fallo se produce por un único plano prácticamente liso, perpendicular al eje del perno y justo por encima de la soldadura.

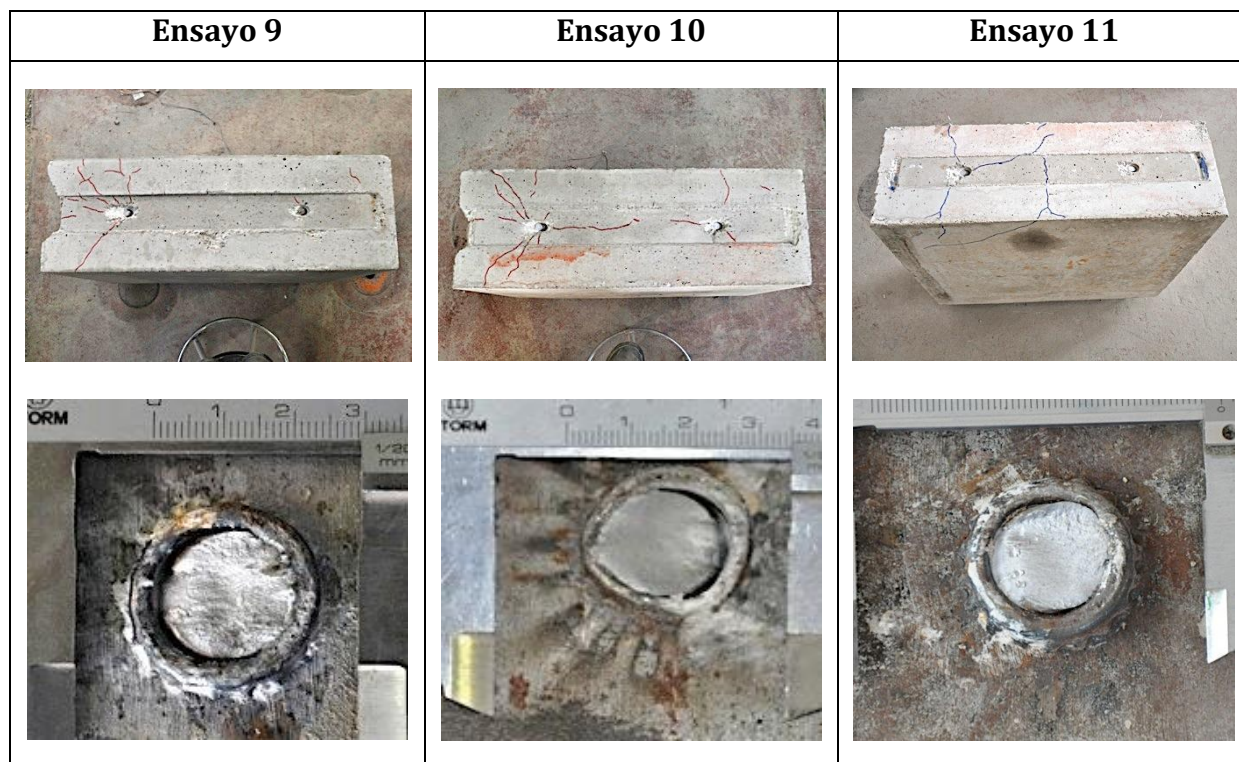


Figura 103. Roturas por el acero de los ensayos monotónicos en la disposición PPSEG.

Debido a que un perno está cargando más que otro, no se puede proporcionar la capacidad mecánica de cada perno, tal y como ocurría en la disposición PI, ni si cuando se produce la rotura por *pryout* el perno está cargando el 100% de la carga de rotura por *pryout*.

Los ensayos indican que el acero del perno está resistiendo como media $0,86 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resiste un 14% menos de los que indica el ACI 318-08 (4). Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero y los ensayos en los que se producen roturas mixtas (sin tener en cuenta el ensayo 14 ya que en dicho ensayo se produjo un fallo de la soldadura):

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} \text{ (acero) "de los ensayos cuyo modo de rotura sea mixta o acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

Si se compara la reducción media obtenida en los ensayos monotónico de la disposición PI, con la obtenida en los ensayos monotónicos de la disposición PPSEG, se observa que

la reducción del conjunto de la probeta debido a que un perno cargue más que otro es del 4%.

$$1 - \left(\frac{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Monotónicos disp.PI})}{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Monotónico disp.PPSEG})} \right)$$

4.2.2. Ensayos Cíclicos

Los tipos de rotura producidos en los ensayos cíclicos en el intervalo se han producido por el acero o mixtos.

Al igual que en los ensayos monotónicos, en estos ensayos se aprecia que el perno más cercano al punto de aplicación de la carga está absorbiendo más carga que el perno alejado del punto de aplicación de la carga. Esto genera que el perno más cercano al punto de aplicación de la carga falle antes, produciendo con ello que la resistencia del conjunto de la probeta se vea reducida en mayor medida de lo esperado, tal y como se detalla a coninuacion.

En el ensayo 1 ($h_{ef}/d < 4,5$) la carga de rotura por *pryout* y la del acero están muy próximas y aunque finalmente se haya dado un fallo por *pryout*, la deformación de los pernos indican que el fallo podría haber ocurrido por cualquiera de los dos modos de fallo.

Los ensayos 3, 4, 12, 13, 7 y 8 la rotura por el acero es claramente limitante y se observa que todos los ensayos tienen un comportamiento muy similar tanto en deformaciones, reducciones de carga máxima, forma como en la que cargan los pernos, desplazamientos, tipo de fallo...

Al igual que en los ensayos monotónicos, en los ensayos cíclico también se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI:

- En todos los ensayos cíclicos se observa que la rotura del acero se produce por anillos concéntricos, que van del exterior del perno hacia el centro y a distintas alturas (Figura 104).

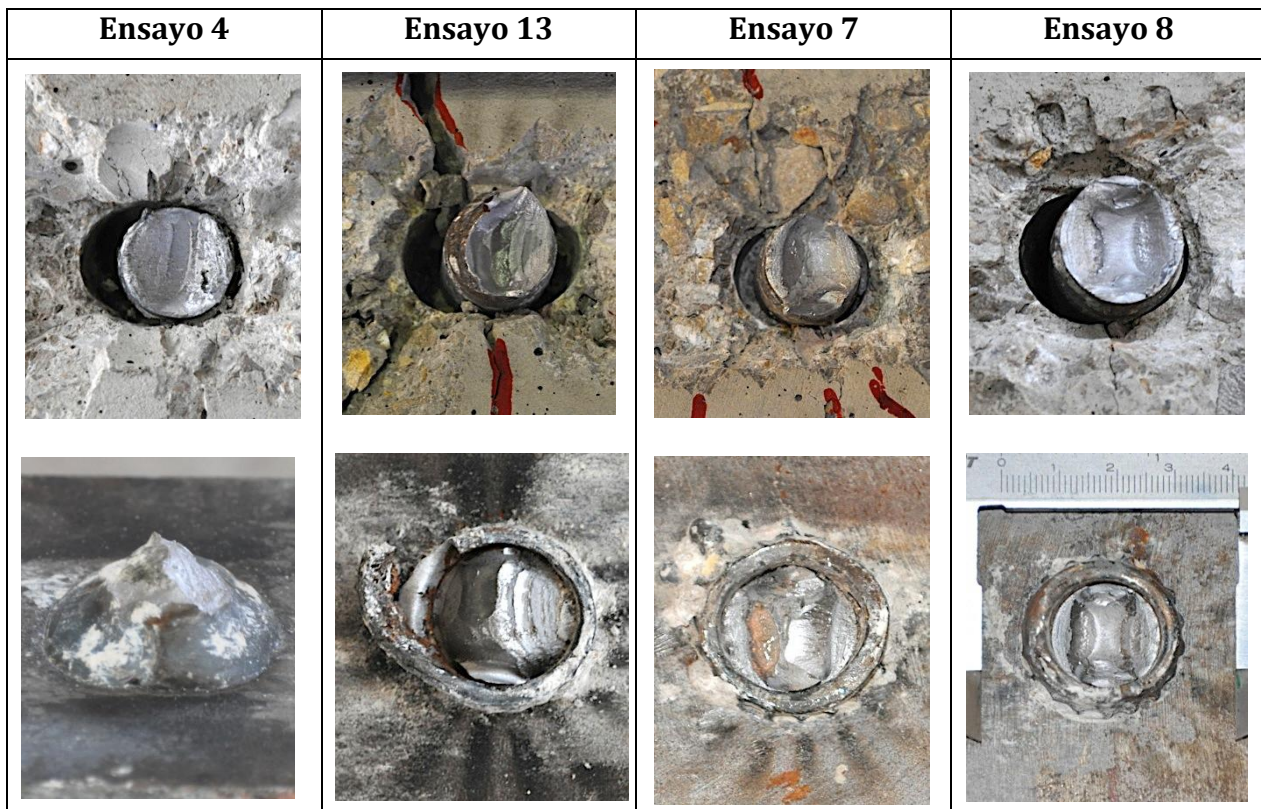


Figura 104. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición PPSEG.

Debido a que un perno está cargando más que otro, no es posible proporcionar la capacidad mecánica de cada perno tal y como ocurría en la disposición PI, ni si cuando se produce la rotura por *pryout* el perno está cargando el 100% de la carga de rotura por *pryout*.

Los ensayos indican que el acero del perno está resistiendo como media $0,72 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resiste un 28% menos de los que indica el ACI 318-08 (4) para un esfuerzo monotónico. Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero y los ensayos en los que se producen roturas mixtas:

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{acero}) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea mixta o acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

Pero si comparamos la reducción de resistencia media de los ensayos monotónicos y los ensayos cíclicos, se observa que la reducción de resistencia adicional a los ensayos monotónicos debido al esfuerzo cíclico es del 16%.

$$1 - \left(\frac{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Monotónicos})}{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Cíclicos})} \right)$$

Si ahora se compara la reducción media obtenida en los ensayos cíclicos de la disposición PI, con la obtenida en los ensayos cíclicos de la disposición PPSEG, se observa que la reducción del conjunto de la probeta debido a que un perno cargue más que otro es del 6%.

$$1 - \left(\frac{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Cíclicos disp. PI})}{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Cíclicos disp. PPSEG})} \right)$$

A diferencia de la disposición PI, los desplazamientos en carga máxima (Figura 98) no parecen ser superiores en los ensayos cíclicos que en los monotónicos, pero en cuanto a los desplazamientos en rotura son claramente superiores en los ensayos monotónicos que en los cíclicos independientemente del tipo de rotura (Figura 99), aunque si la rotura es por *pryout* los desplazamiento en rotura son superiores a cuando la rotura es por el acero.

4.3. Disposición PPEG (Pernos Paralelos con Efectos de Grupo)

La diferencia entre esta disposición y la disposición PI es que en esta disposición se tienen 2 pernos, separados entre sí en la dirección de la carga una distancia insuficiente para que los conos de rotura definidos por el método de cálculo de anclajes CCD no se solapen y trabajen de forma independiente (Figura 105).



Figura 105. Disposición PPEG.

Monotónico

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def med perno izq. carga máx. (‰)	Def. med perno dere. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Sold.
33	19	4,50	N/A	0,69	4,23	39,38	142,41	255,18	134,45	0,944 (Pryout) 0,527 (Acero)	37,5	Pryout	Manual
37	22	6,27	N/A	0,40	8,45	63,93	191,72	342,12	212,58	1,109 (Pryout) 0,621 (Acero)	37,5	Acero/Pryout	Manual
35	19	7,05	0,36	0,57	5,04	72,45	200,29	255,18	182,97	0,914 (Pryout) 0,717 (Acero)	41,4	Acero/Pryout	Manual

Cíclicos

Nº	Ø (mm)	h _{ef} /Ø	Def med perno izq. carga máx. (‰)	Def. med perno dere. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	Q _{test} /Q _{teórico}	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Sold.
32	19	4,58	0,53	0,76	8,17	10,41	153,39	255,18	160,99	1,050 (Pryout) 0,631 (Acero)	41,5	Pryout	Manual
36	22	6,27	N/A	N/A	10,36	25,63	201,44	342,12	201,43	1,000 (Pryout) 0,641 (Acero)	41,4	Acero	Manual
34	19	7,11	0,31	N/A	10,67	16,98	200,71	255,18	182,03	0,907 (Pryout) 0,713 (Acero)	41,5	Acero	Manual

* En lugar de aplicar carga a la IPE desde la cara cercana al perno izquierdo, se aplica a la IPE desde la cara cercana al perno derecho.

Tabla 14. Resumen de los resultados de la disposición PPEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.

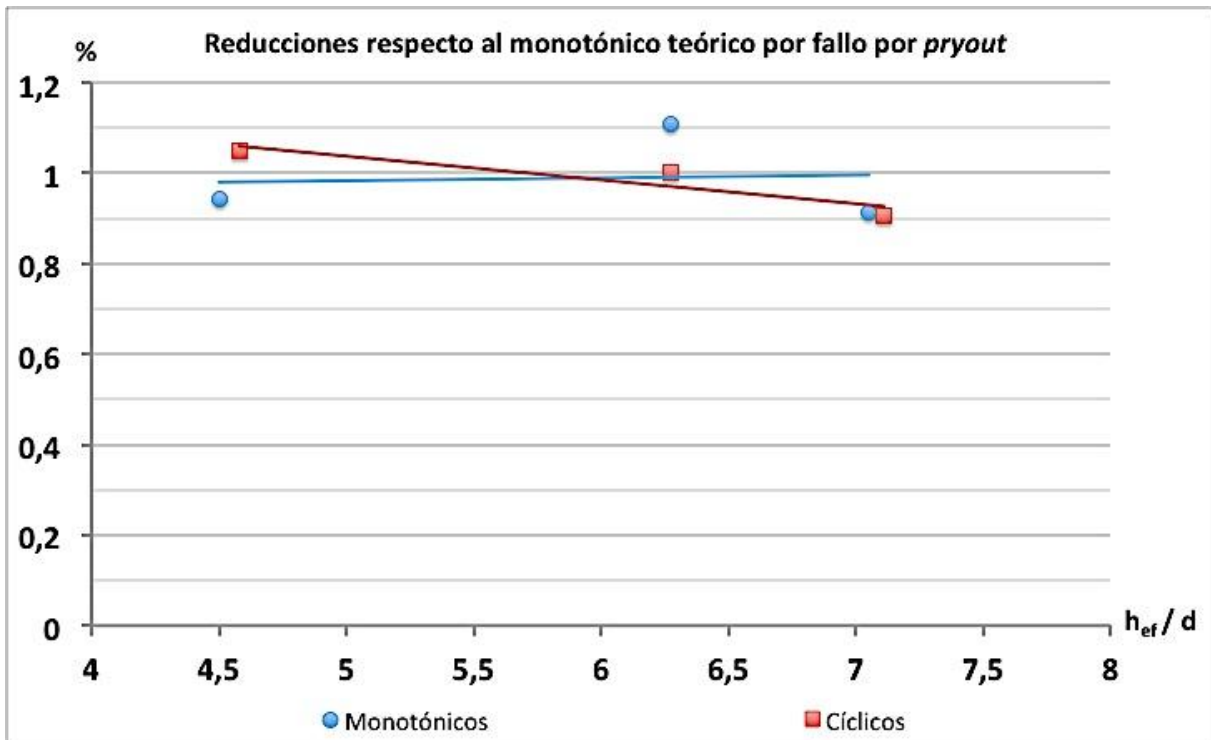


Figura 106. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por pryout frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PPEG.

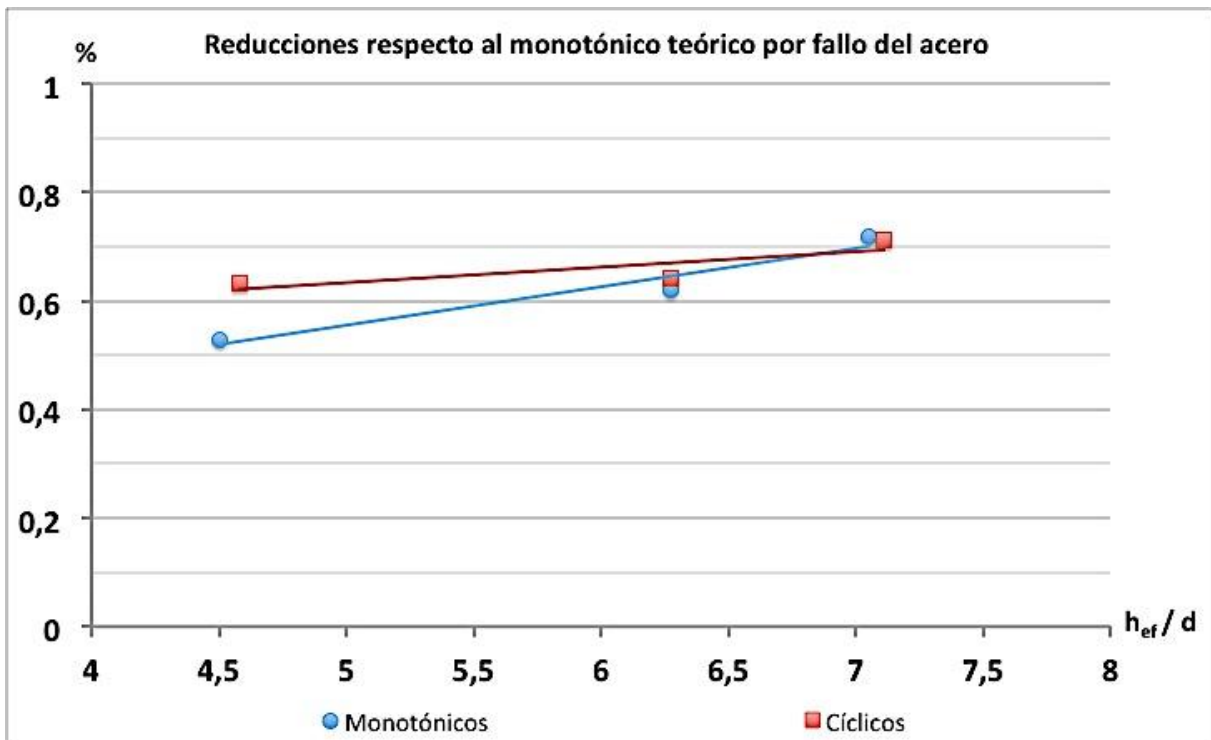


Figura 107. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por del acero frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PPEG.

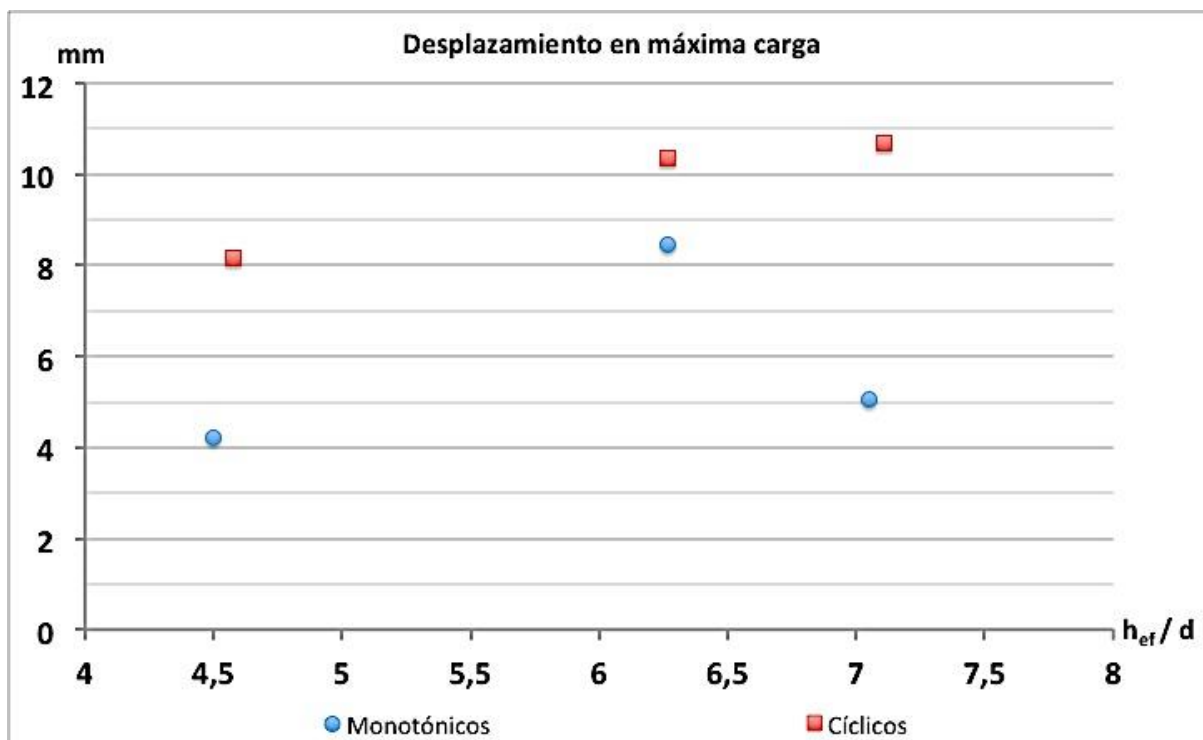


Figura 108. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPEG.

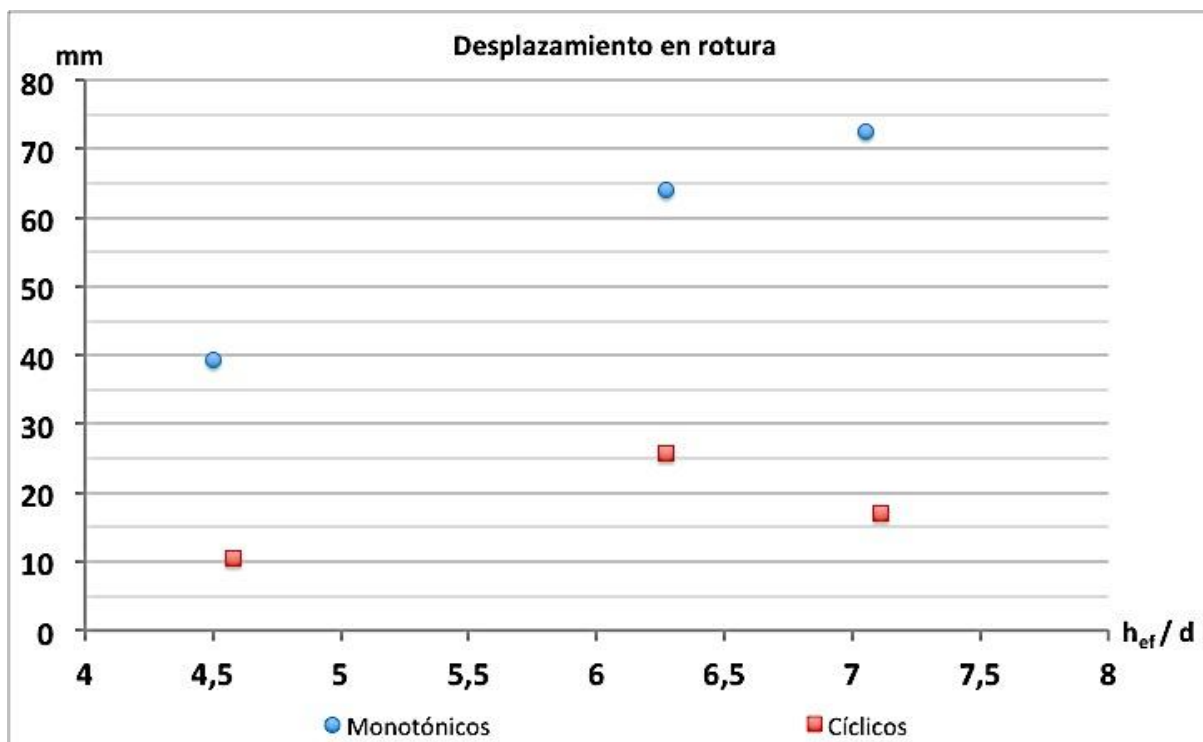


Figura 109. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición PPEG.

4.3.1. Ensayos Monotónicos

El tipo de rotura producidos en el ensayo monotónico en el intervalo $h_{ef}/d = [4 - 4,5]$ se han producido por *pryout*. Los tipos de rotura producidos en los ensayos monotónicos en el intervalo $h_{ef}/d = [5 - 7,5]$ han sido mixtos.

En estos ensayos, la rotura local del hormigón es claramente limitante con respecto a la del acero, ya que si se compara esta disposición con la disposición PI, hemos aumentado ligeramente la resistencia local del hormigón (entre un 12 y un 16%) al aumentar los conos de rotura que deben generarse, pero se ha duplicado la cuantía de acero existente (ya que se tienen 2 pernos).

Los conos de rotura no tienen la forma descrita por el método de cálculo de anclajes CCD para estos casos. La resistencia del cono de rotura por *pryout* se estima correctamente, aunque el cono de rotura producido en los ensayos es más similar al que se produciría con un único perno aislado, produciéndose en el perno situado cerca del punto de aplicación de la carga. Este hecho posibilita que el perno más alejado del punto de aplicación de la carga se ancle al hormigón sano tras la rotura por *pryout* del conjunto.

En el ensayo 33 se produce la rotura por *pryout* (Figura 110) a una carga inferior a la esperada, pero se observa que solo se produce medio cono de rotura (similar al ensayo 23 disposición PI y ensayos 5 y 6 disposición PPSEG). Esto explica que la reducción de resistencia del conjunto de la probeta no haya alcanzado el 100% de la carga prevista de rotura por *pryout*.

En los ensayos 35 y 37 se alcanza la carga de rotura por *pryout* (Figura 110) y se produce dicho fallo, pero como se ha comentado anteriormente y puede observar en las fotos, el perno más alejado de la zona de fallo del hormigón (que es el perno más alejado al punto de aplicación de la carga), es capaz de anclarse al hormigón sano hasta producirse la rotura del acero del perno, generando una resistencia residual.

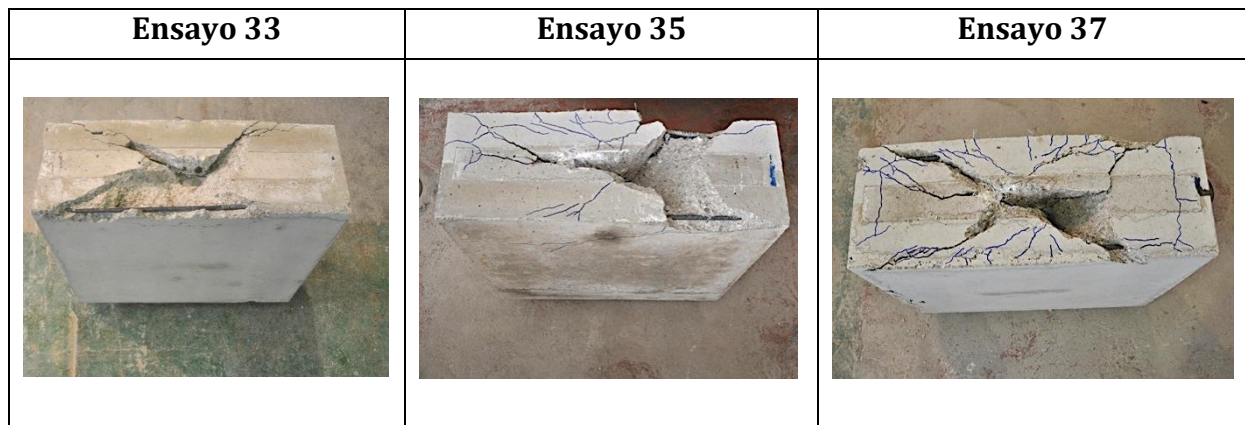


Figura 110. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición PPEG.

En esta disposición se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI y PPSEG en cuanto a que:

- Se observa que dicho cono alcanza los bordes laterales libres de la probeta siendo cosido en parte por la armadura lateral dispuesta.
- En los pernos que fallan por el acero, el fallo se produce por un único plano prácticamente liso, perpendicular al eje del perno y justo por encima de la soldadura.

Con lo que respecta únicamente a la disposición PPSEG se observan un comportamiento similar en cuanto a que:

- El perno más cercano al punto de aplicación de la carga está absorbiendo más esfuerzo que el perno más alejado del punto.

Debido a que un perno está cargando más que otro, no se puede definir la capacidad mecánica individual de cada perno, tal y como ocurría en la disposición PI, pero sí se observa que cuando se produce la rotura por *pryout*, se alcanza de media el 99% de la carga de rotura por *pryout*.

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{pryout}) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea } \textit{pryout} \textit{ o } \textit{mixta} \textit{"}}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

4.3.2. Ensayos Cíclicos

El tipo de rotura producidos en el ensayo cíclico en el intervalo $h_{ef}/d = [4 - 4,5]$ se han producido por *pryout*. Los tipos de rotura producidos en los ensayos cíclicos en el intervalo $h_{ef}/d = [5 - 7,5]$ han sido por el acero.

A diferencia de los ensayos monotónicos, como aquí la carga cambia de sentido cíclicamente, una vez se produce la rotura por *pryout*, cuando la carga empuja los pernos frontalmente contra el bloque de hormigón roto, el perno alejado del cono de rotura pierde el anclaje del hormigón sano y por ello no se observa la resistencia de carga residual observado en los ensayos monotónicos.

En el ensayo 32 (Figura 111) se produce la rotura por *pryout* sin que se produzca ninguna reducción de resistencia.

Los ensayos 34 y 36 (Figura 111) tienen un comportamiento muy similar tanto en deformaciones, reducciones de carga máxima, forma como en la que cargan los pernos, desplazamientos, tipo de fallo...

En los ensayos 32 y 36 observamos algo muy importante y que hasta ahora no habíamos sido capaces de observar y es que en un ensayo cíclico si se produce o su produjese la rotura por *pryout*, la carga máxima alcanzada no se ve reducida (el ensayo 34 parece también indicar lo mismo).

Esto es debido a que independientemente del tipo de carga aplicada (cíclica o monotónica), el hormigón fisura cuando se alcanza su carga última y una vez fisurado, este ya no es capaz de seguir resistiendo mas carga y por ello los esfuerzos cíclicos no suponen una diferencia con respecto a los esfuerzos monotónicos cuando se produce la rotura por *pryout*.

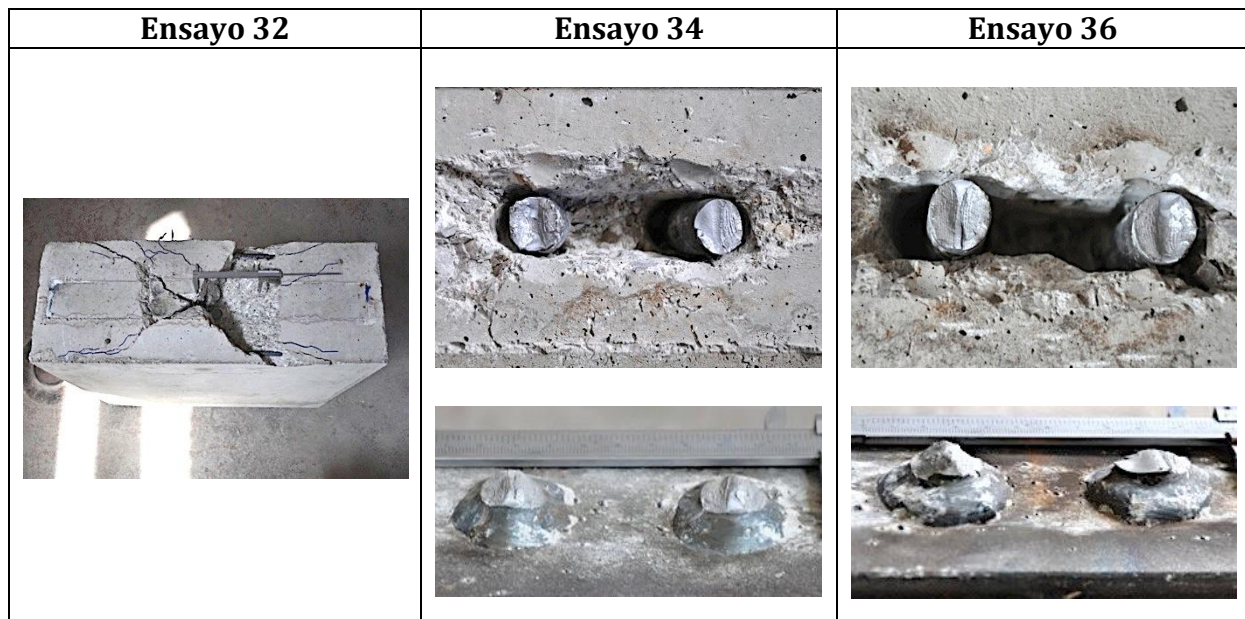


Figura 111. Roturas por de los ensayos cíclicos en la disposición PPEG.

Al igual que en los ensayos monotónicos, en los ensayos cíclico también se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI:

- En todos los ensayos cíclicos se observa que la rotura del acero se produce por anillos concéntricos, que van del exterior del perno hacia el centro y a distintas alturas.

Con lo que respecta únicamente a la disposición PPSEG, al igual que pasaba en los ensayos monotónicos, se observan un comportamiento similar en cuanto a que:

- El perno más cercano al punto de aplicación de la carga está absorbiendo más carga que el perno alejado del punto de aplicación de la carga.

Los ensayos indican que el acero del perno está resistiendo como media $0,68 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resiste un 32% menos de los que indica el ACI 318-08 (4) para un esfuerzo monotónico. Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero y los ensayos en los que se producen roturas mixtas:

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} \text{ (acero) "de los ensayos cuyo modo de rotura sea mixta o acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

Al igual que en la disposición PI, los desplazamientos en carga máxima (Figura 108) son superiores en los ensayos cíclicos que en los monotónicos, y en cuanto a los desplazamientos en rotura (Figura 109) son claramente superiores en los ensayos monotónicos que en los cíclicos independientemente del tipo de rotura, aunque si la rotura es por *pryout* los desplazamiento en rotura son superiores a cuando la rotura es por el acero.

4.4. Disposición POEG (Pernos Ortogonales con Efectos de Grupo)

La diferencia entre esta disposición y la disposición PI es que aquí tenemos 2 pernos, separados entre sí en el dirección perpendicular a la carga una distancia insuficiente para que los conos de rotura definidos por el método de cálculo de anclajes CCD no se solapen y trabajen de forma independiente (Figura 112).



Figura 112. Disposición POEG.

Monotónico

Nº	Ø (mm)	$h_{ef}/\Ø$	Def med perno del. carga máx. (‰)	Def. med perno tras. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	$Q_{test}/Q_{teórico}$	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Soldadura
26	19	4,71	1,09	0,67	6,64	16,16	115,75	255,18	141,38	1,221 (Pryout) 0,554 (Acero)	24,5	Pryout	Cerámica
27	19	4,53	0,50	0,16	7,00	9,10	149,82	255,18	137,43	0,917 (Pryout) 0,539 (Acero)	41,4	Pryout	Manual
31	22	6,34	0,41	0,56	7,80	8,00	170,70	342,12	222,41	1,303 (Pryout) 0,650 (Acero)	41,4	Pryout	Manual
29	19	7,37	2,38	N/A	17,46	19,04	168,90	255,18	190,27	1,127 (Pryout) 0,746 (Acero)	41	Acero	Cerámica

Cíclicos

Nº	Ø (mm)	$h_{ef}/\Ø$	Def med perno del. carga máx. (‰)	Def. med perno tras. carga máx. (‰)	Despl max carga (mm)	Despl en rotura (mm)	Resist. Pryout (kN) ACI	Resist. acero (kN)	Carga max.(kN)	$Q_{test}/Q_{teórico}$	fc' (MPa)	Tipo de Rotura	Tipo de Soldadura
24	19	4,74	0,71	1,04	6,87	9,74	115,75	255,18	127,61	1,050 (Pryout) 0,500 (Acero)	24,5	Acero	Cerámica
25	19	4,68	0,68	0,81	9,93	9,16	150,70	255,18	173,11	1,149 (Pryout) 0,678 (Acero)	41,5	Pryout	Manual
30	22	6,32	0,68	3,61	12,60	15,41	170,64	342,12	269,03	1,577 (Pryout) 0,786 (Acero)	41,5	Pryout	Manual
28	19	7,37	N/A	0,88	6,21	7,28	168,90	255,18	172,82	1,023 (Acero) 0,677 (Acero)	41,0	Acero	Cerámica

Tabla 15. Resumen de los resultados de la disposición POEG tanto para ensayos monotónicos como cíclicos.

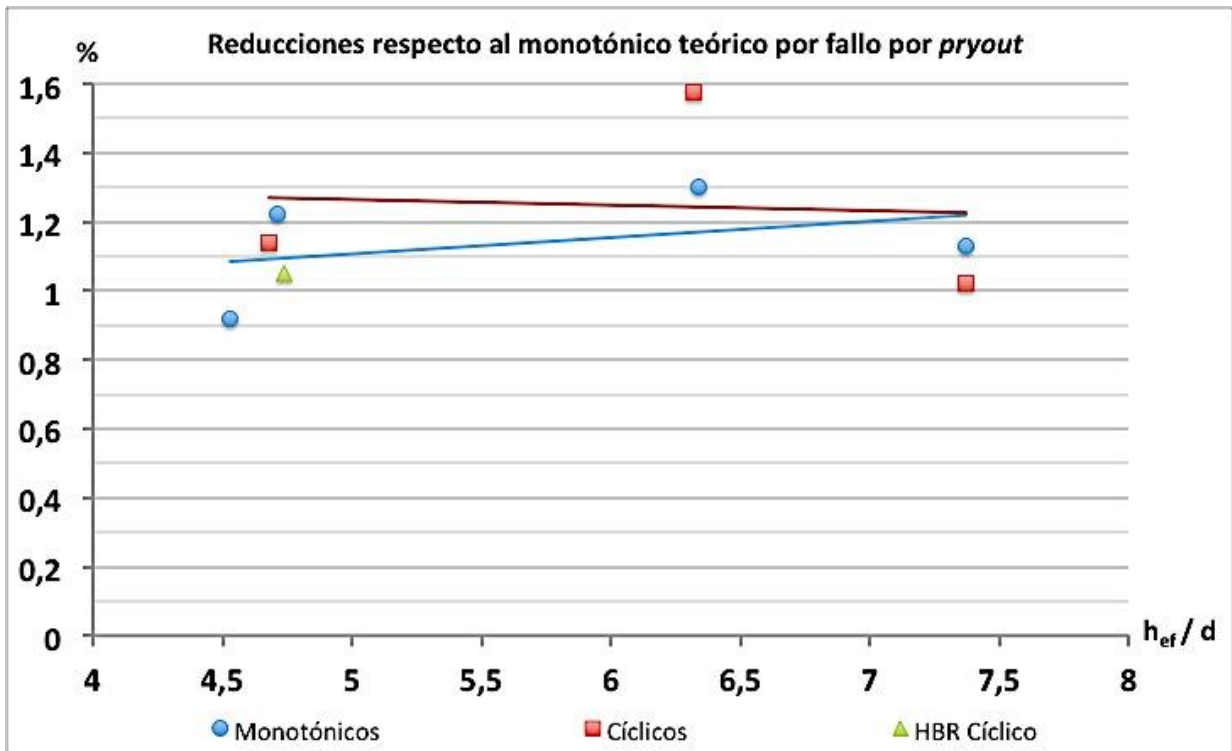


Figura 113. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo por pryout frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PPEG.

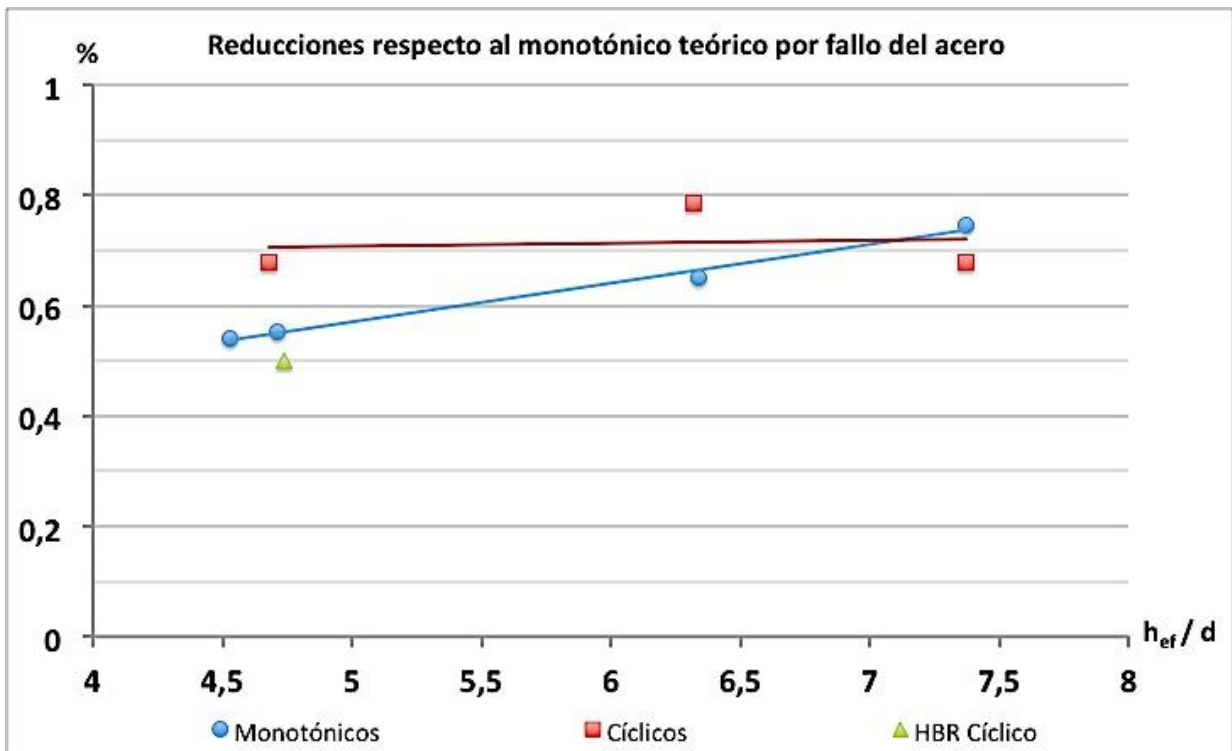


Figura 114. Reducciones de resistencia de los ensayos cíclicos y monotónicos respecto al monotónico teórico por fallo del acero frente a la profundidad efectiva (h_{ef}/d) de la disposición PPEG.

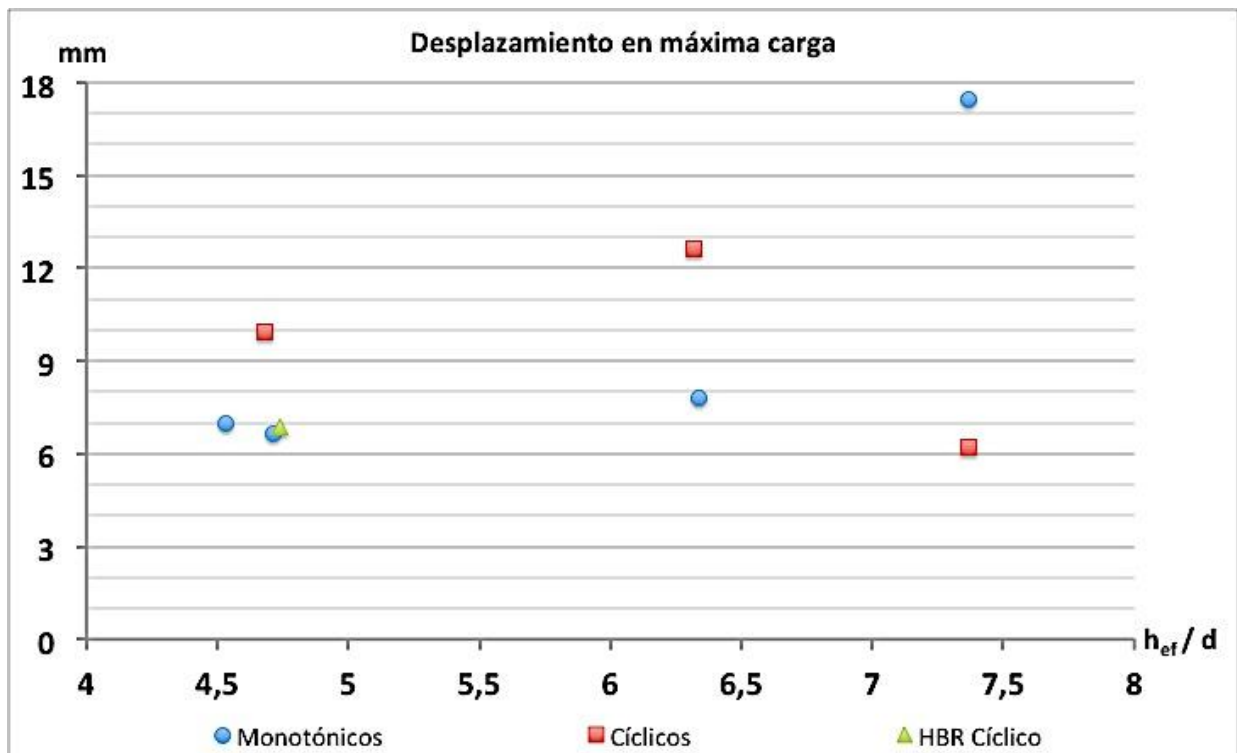


Figura 115. Desplazamiento en carga máxima de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición POEG.

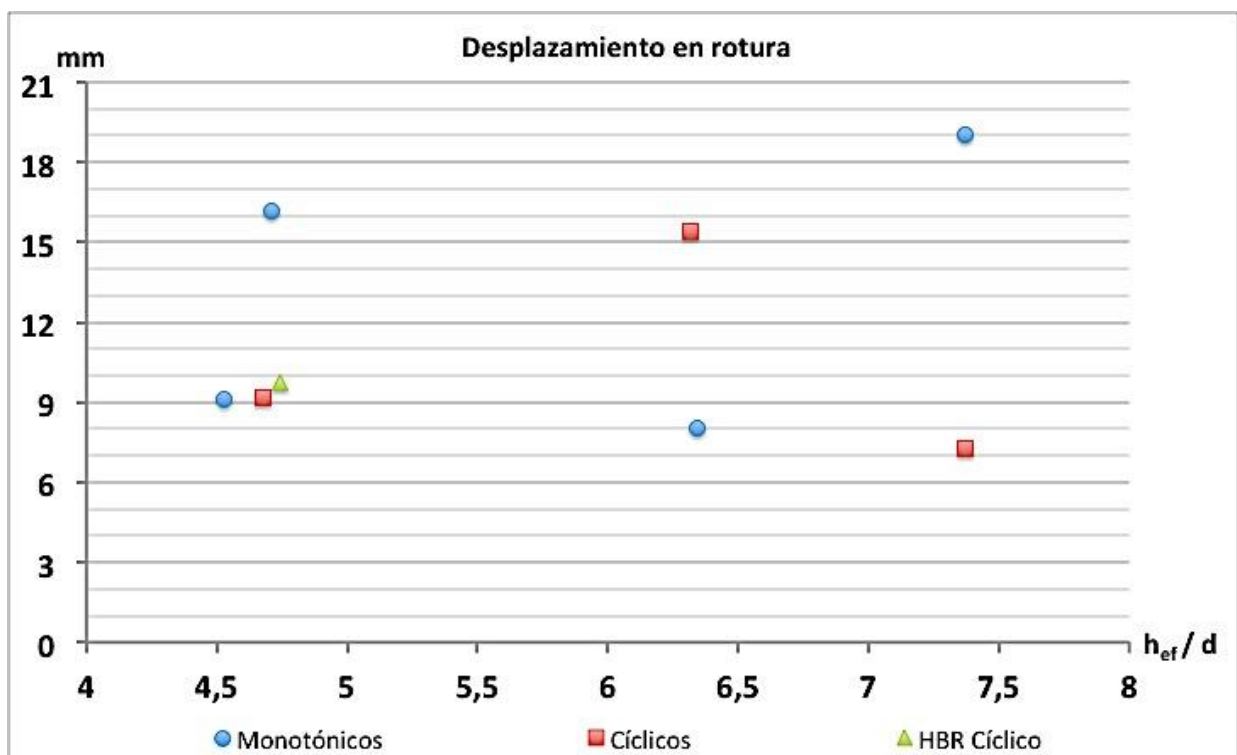


Figura 116. Desplazamiento en rotura de los ensayos cíclicos y monotónicos de la disposición POEG.

4.4.1. Ensayos Monotónicos

Los tipos de rotura producidos en los ensayos monotónicos en el intervalo $h_{ef}/d = [4,5 - 6,5]$ se han producido por *pryout* y en el intervalo $h_{ef}/d = [6,5 - 7,5]$ se han producido por el acero.

En estos ensayos, la rotura del local del hormigón es claramente limitante con respecto a la del acero, ya que si comparamos esta disposición con la disposición PI, hemos modificado ligeramente la resistencia local del hormigón (entre un -2% y un 9%) al aumentar los conos de rotura que deben generarse, pero hemos duplicado la cuantía de acero existente (ya que tenemos 2 pernos).

En el ensayo 26 (Figura 117) se observa que el cono de rotura tienen una forma adecuada según lo descrito en por el método de cálculo de anclajes CCD. Se ha superado ampliamente la carga máxima estimada de rotura por *pryout*. Esto es debido a que al haber separado los pernos en la dirección perpendicular a la de aplicación de la carga, hemos acercado los perno hacia el armado, he indirectamente lo que ha ocurrido es un aumento de la armadura que cose el cono de rotura.

En el ensayo 27 (Figura 117), se observa que se produce un cono de rotura anómalo y muy inferior al esperado, razón por la cual no se llega como mínimo a alcanzar la carga prevista de rotura por *pryout*.

En el ensayo 31 (Figura 117) se observa que el cono de rotura es mayor al esperado, principalmente la parte frontal del cono. Es cierto que la parte trasera del cono si es como de describe en el método de cálculo de anclajes CCD, pero en cuanto a la parte frontal del cono es mucho mayor, ya que se ha levantado en bloque media pieza y esta debe ser la razón de que la carga rotura por *pryout* es bastante superior a la esperada. Otra diferencia que se observa con respecto a un fallo típico por *pryout*, es que ha sido un fallo súbito y no un fallo progresivo como suelen ser este tipo de fallos.

Estos ensayos indican que esta disposición está consiguiendo mejorar la resistencia a la rotura por *pryout* en un 26% de media (sin incluir el ensayo 27 ya que el cono de rotura generado no es el esperado son el CCD) debido a la armadura de la probeta de ensayo.

$$\frac{\sum \frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (\textit{pryout}) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea } \textit{pryout}"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

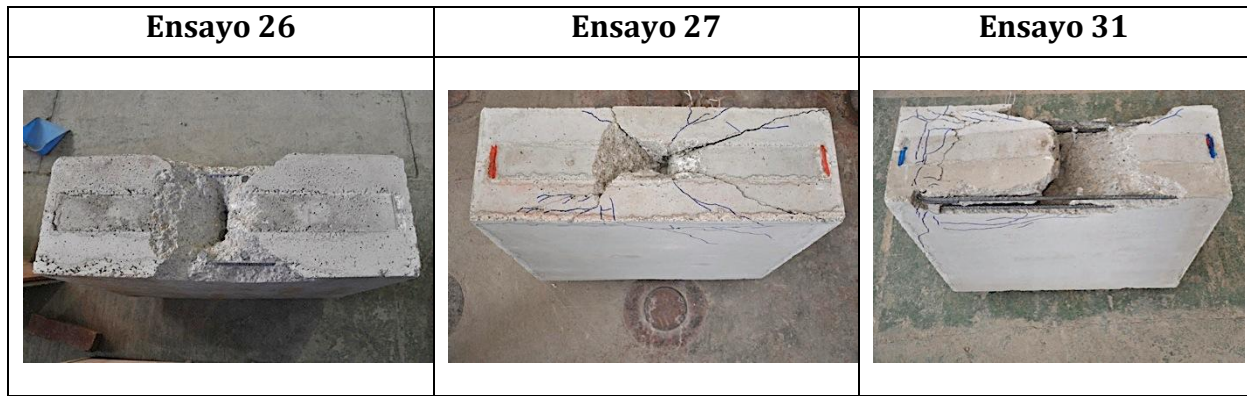


Figura 117. Roturas por pryout de los ensayos monotónicos en la disposición POEG.

En el ensayo 29 (Figura 118) se observa que se produce la rotura del acero. En dicho ensayo (29) se observa que el acero del perno resiste $0,75 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resisten un 25% menos de los que nos indica el ACI 318-08 (4).

El gráfico carga tiempo indica que ambos pernos no fallan simultáneamente pero si se observa que el escalón dibujado se produce justo a la mitad de la carga de rotura por lo que ambos pernos están cargados exactamente lo mismo pero que no fallan a la vez.

Al igual que en los ensayos 26 y 31, en el ensayo 29 se ha superado la carga de rotura por pryout y no parece haber señales importantes de que ésta estuviese cerca de producirse.

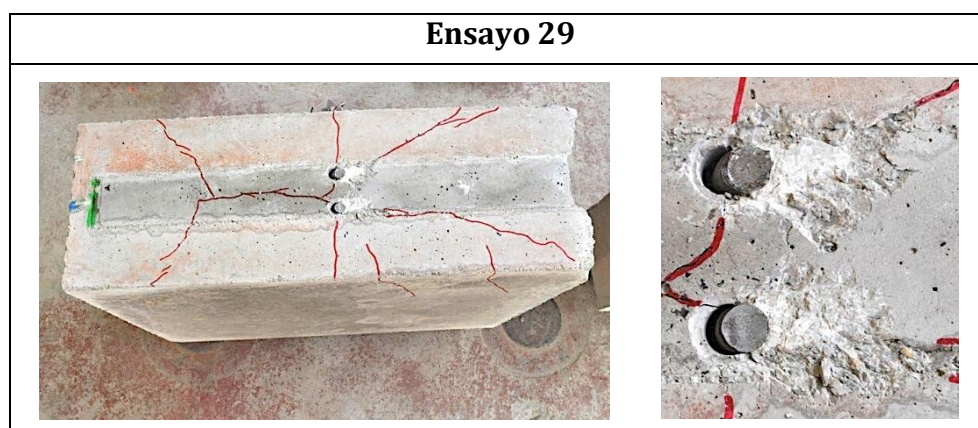


Figura 118. Roturas por el acero de los ensayos monotónicos en la disposición PI.

En esta disposición se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI, PPSEG y PPEG en cuanto a que:

- El cono de rotura llega a alcanzar la armadura que cose el lateral del muro.
- En los pernos que fallan por el acero, el fallo se produce por un único plano prácticamente liso, perpendicular al eje del perno y justo por encima de la soldadura.

4.4.2. Ensayos Cíclicos

El tipo de rotura producidos en el ensayos cíclicos en el intervalo $h_{ef}/d = [4 - 6,5]$ se han producido tanto por el acero como por *pryout*. Los tipos de rotura producidos en los ensayos cíclicos en el intervalo $h_{ef}/d = [6,5 - 7,5]$ ha sido por el acero.

En el ensayo 25 y 30 (Figura 119) se observa una rotura por *pryout*, cuya carga máxima alcanzada es superior a la esperada tal y como se ha visto en todos los ensayos de esta disposición. El aumento de resistencia media es de un 36% debido a la armadura de la probeta de ensayo.

$$\frac{\sum \frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (pryout) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea } pryout\text{"}}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

En esta disposición, al igual que ocurría en la disposición PPEG se observa que independientemente del tipo de carga aplicada, cuando se produce la rotura por *pryout*, no se produce ningún tipo de reducción de la carga máxima esperada.



Figura 119. Roturas por pryout de ensayos cíclicos en la disposición POEG.

En los ensayos 24 y 28 se observa que se produce al rotura del acero. En dichos ensayos se observa que el acero del perno sufre una reducción media de $0,59 \cdot A_s \cdot f_u$, es decir, resisten un 41% menos comparado con lo que deberían resistir bajo un esfuerzo monotónico según el ACI 318-08 (4). Dicha media se ha calculado teniendo en cuenta las reducciones de los ensayos en los que se produce la rotura del acero:

$$\frac{\sum \frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{acero}) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea acero"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

Pero si se comparan estos ensayos cíclicos con sus respectivos ensayos monotónicos, se observa que la reducción de resistencia media debido a la carga cíclica es de un 21%.

$$1 - \left(\frac{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Monotónicos})}{\frac{Q_{\text{test}}}{Q_{\text{tórico}}} (\text{media} - \text{Cíclicos})} \right)$$

Tanto el ensayo 28 como el 24 (Figura 120), muestran que se ha superado ligeramente la carga de rotura por *pryout* y no parece haber señales importantes de que dicho fallo fuese inminente. Este aumento de resistencia en la rotura por *pryout* va en la línea de lo observado tanto en los ensayos monotónicos como los cíclicos de esta disposición.



Figura 120. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición POEG.

Al igual que en los ensayos monotónicos, en los ensayos cíclico también se observa un comportamiento similar al observado en la disposición PI y PPSEG:

- En todos los ensayos cíclicos se observa que la rotura del acero se produce por anillos concéntricos, que van del exterior del perno hacia el centro y a distintas alturas.

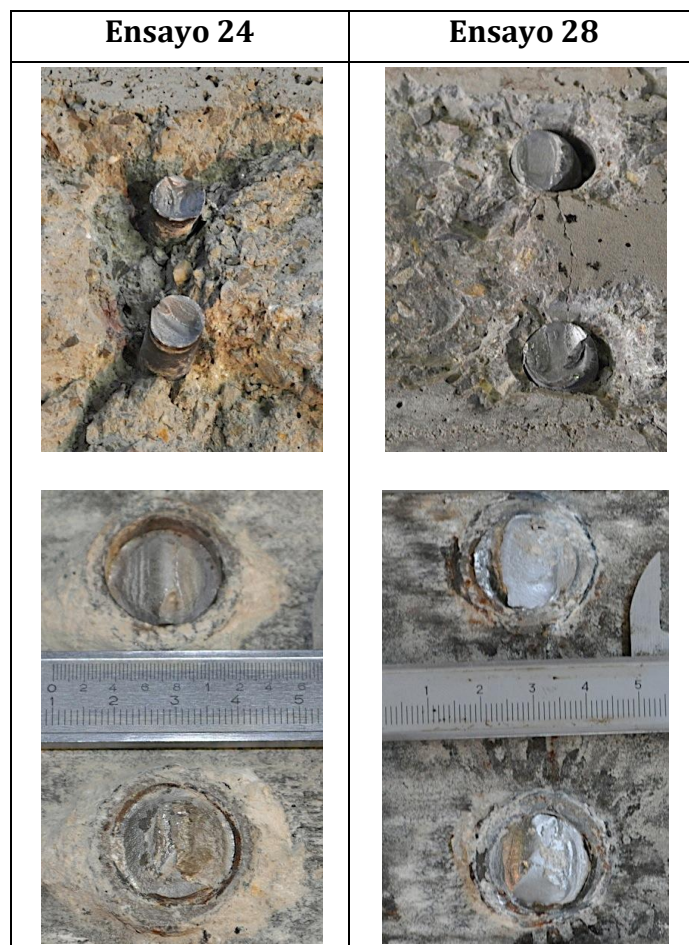


Figura 121. Roturas del acero de ensayos cíclicos en la disposición POEG.

Al igual que en la disposición PI, los desplazamientos en carga máxima (Figura 115) son superiores en los ensayos cíclicos que en los monotónicos a excepción del ensayo 29 ($h_{ef}/\emptyset \approx 7,5$). En cuanto a los desplazamientos en rotura (Figura 116) no se observa que los desplazamientos sean superiores en los ensayos monotónicos que en los cíclicos.

4.5. Resumen de resultados

A continuación se exponen las tablas resumen del apartado de resultados:

- En la
- Tabla 16 se recopila para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido, la relación:

$$\frac{\sum \frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (i) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea } i"}{N^{\circ} \text{ de ensayos en el } \Sigma}$$

explicada en los resultados tanto para los ensayos monotónicos como los cíclicos.

- En la
- Tabla 17 se recopila para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido, la relación:

$$1 - \left(\frac{\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (media - Monotónicos)}{\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (media - Cíclicos)} \right)$$

explicada en los resultados tanto para los ensayos monotónicos como los cíclicos.

- En la Tabla 18 se expone de forma resumida la relación entre la disposición de los pernos en el perfil metálico, la relación h_{ef}/\emptyset y el tipo de rotura esperado, a) para el esfuerzos monotónicos y b) para esfuerzos cíclicos. En ella se observa que:

1. En las disposiciones sin efectos de grupo (PI y PPSEG) con una relación $h_{ef}/\emptyset > 4,5$ sometidas a un esfuerzo de corte, se produce la rotura del acero, independientemente del tipo de carga aplicado.
2. Las disposiciones con efectos de grupo (PPEG y POEG) sometidas a un esfuerzo de corte, requieren de una mayor relación h_{ef}/\emptyset para conseguir la rotura del acero.

3. La aplicación de carga cíclicas de corte disminuyen el valor de la relación h_{ef}/\emptyset a partir del cual se produce la rotura del acero.

	Ensayos Monotónicos		Ensayos Cíclicos	
	Rotura por pryout	Rotura del acero*	Rotura por pryout	Rotura del acero*
Disposición PI	N/A	0,89	N/A	0,77
Disposición PPSEG	N/A	0,86	N/A	0,72
Disposición PPEG	0,99	N/A	1,05	0,68
Disposición POEG	1,25	0,75	1,36	0,59

(*) Los cargas teóricas han sido obtenidas con la resistencia nominal proporcionada por el fabricante.

Tabla 16. Relación: $\sum \frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (i) \text{ "de los ensayos cuyo modo de rotura sea } i \text{ "}$ / N° de ensayos en el Σ para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido.

	Ensayos Cíclicos	
	Rotura por pryout	Rotura del acero
Disposición PI	N/A	0,86 (-14%)
Disposición PPSEG	N/A	0,84 (-16%)
Disposición PPEG	1	N/A
Disposición POEG	1	0,79 (-21%)

Tabla 17. Relación: $1 - \left(\frac{\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (media - Monotónicos)}{\frac{Q_{test}}{Q_{tórico}} (media - Cíclicos)} \right)$ para cada una de las disposiciones y en función del tipo de rotura producido.

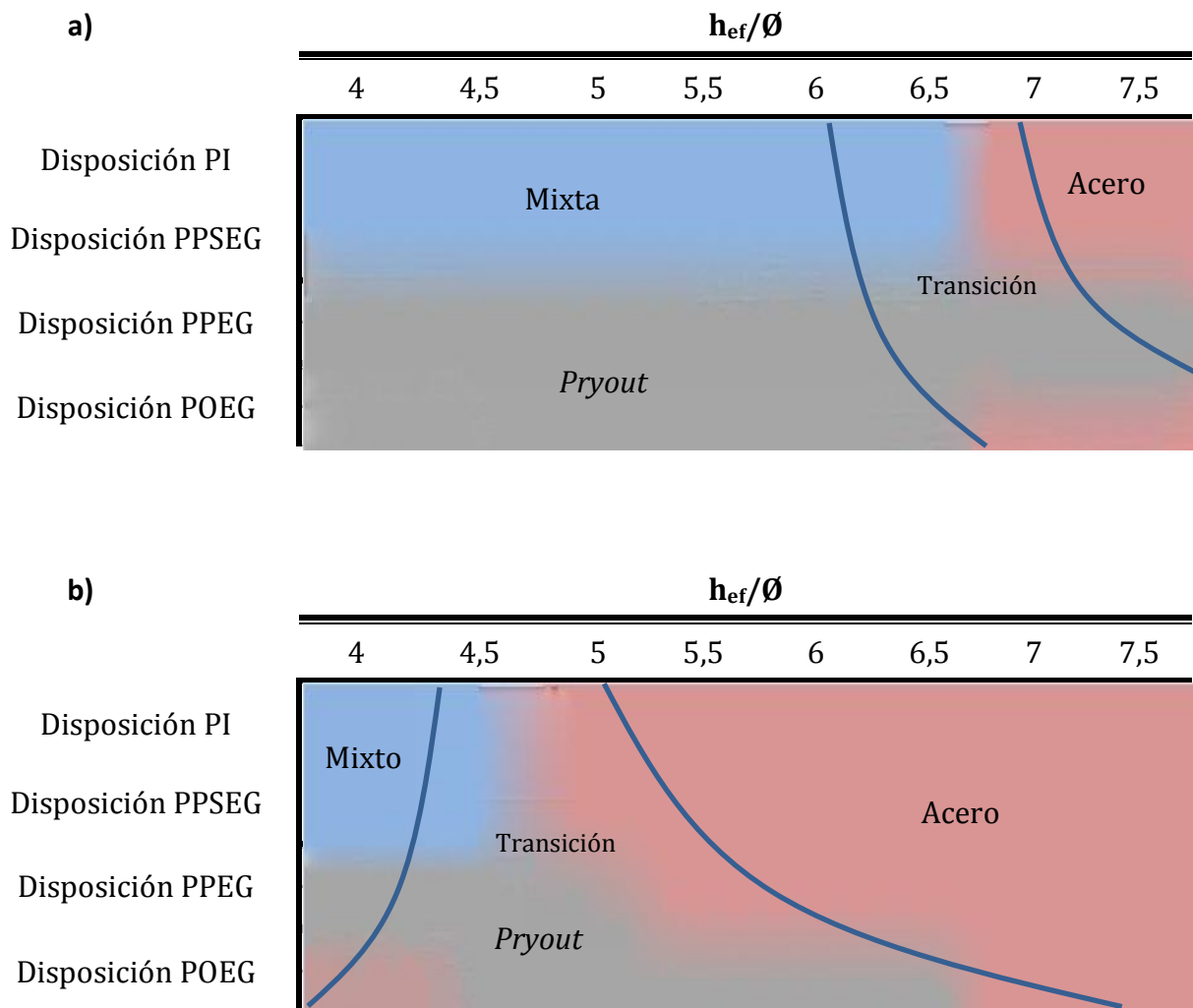


Tabla 18. Tipo de rotura esperado en función de la disposición de los pernos en el perfil metálico, a) para esfuerzos monotónicos; b) para esfuerzos cíclicos.

5. CONCLUSIONES

1. Las disposiciones sin efectos de grupo (PI y PPSEG) con una relación $h_{ef}/\emptyset > 4,5$ sometidas a un esfuerzo de corte, se produce la rotura del acero, independientemente del tipo de carga aplicado.
2. La aplicación de carga cíclicas de corte disminuyen el valor de la relación h_{ef}/\emptyset a partir del cual se produce la rotura del acero.
3. Las disposiciones con efectos de grupo (PPEG y POEG) sometidas a un esfuerzo de corte, requieren de una mayor relación h_{ef}/\emptyset para conseguir la rotura del acero.
4. Las disposiciones PI, PPSEG y PPEG sometidas a un esfuerzo de corte, si se produce la rotura por *pryout* independientemente del tipo de carga aplicada, no existen reducciones de la carga máxima alcanzada en comparación con el Apéndice D del ACI 318-08.
5. La disposición POEG con armadura cercana como la descrita en las probetas sometida a un esfuerzo de corte, si se produce la rotura por *pryout* independientemente del tipo de carga aplicada, existirá un aumento de la carga máxima alcanzada en comparación con el Apéndice D del ACI 318-08.
6. Cuando tenemos más de un perno separados en la dirección de la carga trabajando simultáneamente (disposición PPSEG y PPEG), el perno más cercano al punto de aplicación de la carga absorbe más fuerza (la capacidad del conjunto no es la suma de los pernos, sino que se ha encontrado una reducción de entre el 4 y el 6%).
7. Un perno embebido en el hormigón sometido a ciclos de carga con un modo de fallo por el acero, presenta una rotura por anillos concéntricos que van desde el exterior del perno hacia el centro del mismo a distintas alturas.
8. Un perno embebido en el hormigón sometido a carga monotónica con un modo de fallo por el acero, presenta un único plano prácticamente liso perpendicular al eje del perno, justo por encima de la soldadura.

6. Bibliografia

1. Hoehler MS. Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for use in Seismic Application Institut für Werkstoffe im Bauwesen: Universität Stuttgart; 2006.
2. Ammann W. Static and dynamic long-term behavior of anchors. American Concrete Institute, Special Publication SP 130-8. 1991;: p. 205-220.
3. Viest IM. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. Journal of the American Concrete Institute. 1956; 27(8): p. 875-891.
4. ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and commentary (ACI 318R) Farmington Hills, Michigan; 2008.
5. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 6th ed. Chicago, IL; 2004.
6. CEB. Design of fastenings in concrete: Design guide London: Thomas Telford Service Ltd; 2004.
7. Taranath BS. Wind and earthquake resistant buildings: structural analysis and design Press. C, editor. Boca Raton: Civil and environmental engineering; 1998.
8. Chopra AK. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering Upper Saddle River, New Jersey: Pearson Prentice Hall; 2007.
9. AISC. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute for Steel Construction Chicago, Illinois; 2010.
10. Eligehausen R, Mallée R, Silva J. Anchorage in Concrete Construction Berlin; 2006.
11. AWS. Structural welding code steel; 2004.
12. DOBRA. Catalogo DOBRA, conector DOBRA SD-1 A.
13. CEB. Fastenings to concrete and masonry structures: State of the art report London: Thomas Telford Service Ltd; 1994.
14. Cannon RW. Expansion anchor performance in cracked concrete. ACI Journal. 1981; 78(6): p. 471-479.
15. Courtois P. Industrial research on connections for precast and in-situ concrete. In mechanical fastener for concrete SP-22. 1969.
16. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 1st ed. Chicago, IL; 1971.
17. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 2nd ed. Chicago, IL; 1978.
18. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 3rd ed. Chicago, IL; 1985.
19. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 4th ed. Chicago, IL; 1992.
20. PCI. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete. 5th ed. Chicago, IL; 1999.

21. Fuchs W, Eligehausen R, Breen JE. Concrete Capacity Design (CCD) approach for fastening to concrete. *ACI Structural Journal*. 1995; 92(1).
22. ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and commentary (ACI 318R) Farmington Hills, Michigan; 2011.
23. ACI. State of the Art Report on Anchorage to Concrete, ACI 355.1R Farmington Hills, Michigan; 1991.
24. Cook RA, Kunz J, Fuchs W, Konz RC. Behavior and design of single adhesive anchors under tensile load in uncracked concrete. *ACI Structural Journal*. 1998; 95(1): p. 9-26.
25. Küenzlen J, Sipple TM. Behavior and design of fastenings with concrete screws. *Connections between Steel and Concrete*. ; 2: p. 919-929.
26. Rehm G, Eligehausen R, Mallée R. Befestigungstechnik (Fastening technology) Berlin: Teil II, Ernst & Sohn; 1988.
27. Kraus J. Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung (Load-bearing behavior and design of anchor channels under tension load) Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.; 2003.
28. Meszaros J. Tragverhalten von erbundenen im ungerissenen und gerissenen Beton (Load-bearing behavior of bonded anchors in uncracked and cracked concrete) Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.; 1999.
29. Pregartner T. Tragverhalten von Kunststoffdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton (Load-bearing behavior of plastic anchors in uncracked and cracked concrete) Universität Stuttgart; 2003.
30. Küenzlen J. Tragverhalten von Schraubendübeln unter statischer Zugbelastung (Load-bearing behavior of screw anchors under static tension load) Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.; 2005.
31. Eligehausen R, Balogh T. Behavior of fasteners loaded in tension in cracked reinforced concrete. *ACI Structural Journal*. 1995; 92(3): p. 365-379.
32. Driscoll GG, Slutter RG. Research on Composite Design at Lehigh University. Proceedings of the National Engineering Conference, American Institute of Steel Construction. 1961;; p. 18-24.
33. Chinn J. Pushout Tests on Lightweight Composite Slabs. *Engineering Journal*, AISC. 1965; 2(4): p. 129-134.
34. Steele DH. The Use of Nelson Studs With Lightweight Aggregate Concrete in Composite Construction University of Colorado, Boulder, Colorado; 1967.
35. Davies C. Small-Scale Push-Out Tests on Welded Stud Shear Connectors. *Concrete*. 1967; 1(9): p. 311-316.
36. Mainstone RJ, Menzies JB. Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges. *Concrete*. 1967; 1(9): p. 291-302.

37. Goble GG. Shear Strength of Thin Flange Composite Specimen. *Engineering Journal*, AISC. 1968; 5(2, 2nd Quarter): p. 62-65.
38. Ollgaard JG, Slutter RG, Fisher JW. Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal- Weight Concrete. *Engineering Journal*, AISC. 1971; 8(2): p. 55-64.
39. AISC. *Manual of steel construction*. 8th ed. Chicago, IL; 1980.
40. AISC. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute for Steel Construction Chicago, Illinois; 1993.
41. NSWC. *Aws qualification tests for 3/4 diameter stud base and 100-101-175 arc shield test report* Company NSW, editor. Cleveland; 1972.
42. NSWC. *Tensile tests: Nelson shear connector studs welded through wiped coat galvanized sheet steel*, test report Company NSW, editor. Cleveland; 1971.
43. British Standard Institution B. *Steel, concrete and composite bridges code of practice for design of composite bridges*. 5th ed. London, UK; 1974.
44. McMackin PJ, Slutter RG, Fisher JW. *Headed steel anchor under combined loading*. *Engineering Journal*, AISC. 1973; 10(2).
45. Jonhson RP, Oehlers DJ. *Analysis and design for longitudinal shear in composite t-beams*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 1981; 71(2): p. 989-1021.
46. Martin LD, Korkosz WJ. *Connections for precast prestressed concrete buildings, including earthquake resistance*. Technical Report. 1982; 2.
47. ACI. *Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349-80)* Farmington Hills, Michigan; 1980.
48. Klingner RE, Mendonca JA, B. MJ. *Effect of reinforcing details on the shear resistance of anchor bolts under reversed cyclic loading*. *ACI Journal*. 1982; 79(1): p. 471-479.
49. Hawkins NM, Mitchel ID. *Seismic response of composite shear connections*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. 1984; 110(9): p. 1-10.
50. Shaikh AF, Yi W. *In place strength of welded headed studs*. *PCI Journal*. 1985; 30(2): p. 56-81.
51. Eligehausen R, Fuchs W, Mayer B. *Load bearing behavior of anchor fastenings in tension*. *Betonwerk Fertigteiltechnik*. 1987; 12: p. 826-832.
52. Oehlers DJ, Bradford MA. *Composite steel and concrete structural members: Fundamental behavior* Oxford U.K: Pergamon; 1995.
53. Viest IM. *Studies of composite construction at illinois and lehigh, 1940 - 1978*. *Composite construction in steel an concrete*. 1996;: p. 1-14.
54. Anderson NS, Meinheit DF. *Design criteria for headed stud groups in shear: Part 1. steel capacity and back edge effects*. *PCI Journal*. 2000; 45(5): p. 46-75.

55. Saari WK, Schultz AE, Shield CK, Hajjar JF. Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004; 60.
56. Topkaya C, Yura JA, Williamson EB. Composite Shear Stud Strength at Early Concrete Ages. *Journal of Structural Division, ASCE*. 2004; 130(6): p. 952-960.
57. Eurocode 4 UE111. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings: AENOR; 2004.
58. European technical approval E0. European Organisation for Technical Approvals Deutsches Institut für Bautechnik; 2008.
59. ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and commentary (ACI 318R) Farmington Hills, Michigan; 2005.
60. Pallarés L, Hajjar JF. Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part I. Shear. Report No. NSEL-013, Newmark Structural Laboratory Report Series (ISSN 1940-9826). 2009.
61. AISC. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute for Steel Construction Chicago, Illinois; 2005.
62. Lindquist MR. Final report USNRC anchor bolt study: Data survey and dynamic testing. U.S. Nuclear Regulatory Commission, NUREG/CR-2999. 1982.
63. Copley JD, Burdette EG. Behavior of steel-to-concrete anchorage in high moment regions. *ACI Journal, Proceedings*. 1985; 82(2): p. 180-187.
64. Eibl J, Keintzel E. Research on Composite Design at Lehigh University. Proceedings of the National Engineering Conference, American Institute of Steel Construction. 1989; p. 18-24.
65. Eibl J, Keintzel E. Verhalten von Dübeln unter hoher Stoß und Wechselbeanspruchung. (Behavior of anchors under high speed impact and reversed cyclic loads). Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe; 1989.
66. Usami S, Abe U, Matsuzaki Y. Experimental study on the strength of headed anchor bolts under alternate shear load and combined load (shear and axial). Proceedings of the Annual Meeting of the Kantou Branch of the Architectural Institute of Japan. 1980.
67. Usami S, Abe U, Matsuzaki Y. Experimental study on the strength of bonded anchors under alternate shear load and combined load. Proceedings of the Annual Meeting of the Kantou Branch of the Architectural Institute of Japan. 1981.
68. Endo T, Shimizu Y. Behavior of expansion anchor bolts. *memoirs of Faculty of Technology Tokyo Metropolitan University*. 1985;(35).
69. Guiriani E, Grisanti A. Comportamento dei connettori a piolo delle travi miste in acciaio e calcestruzzo (Behavior of shear connectors in composite steel-concrete construction) *Università di Milano*; 1986.
70. Henzel J, Stork J. Anchors under predominantly static shear load with alternating direction. *Darmstadt Concrete: Annual Journal on Concrete and Concrete Structures*. 1990; 5: p. 79-86.

71. Vintzeleou E, Eligehausen R. Behavior of fasteners under monotonic or cyclic displacements. *Anchors in Concrete – Design and Behavior*, Special Publication SP 130, American Concrete Institute. 1991;; p. 181-204.
72. Akiyama T, Hirosawa M, Shimizu Y, Katagiri T. A study on shear strength of post-installed anchors. The papers to be related to design of anchors under seismic loading Universität Stuttgart; 1997.
73. Rieder A. Ductility – A basic requirement for seismic performance of fasteners. 4th International PhD Symposium in Civil Engineering. 2002;; p. 164-171.
74. Rieder A. Anchoring to concrete under seismic conditions. 5th International PhD Symposium in Civil Engineering. 2004;; p. 1489-1494.
75. Okada T, Seki M. Nonlinear earthquake response of equipment system anchored on R C building floor. *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*. 1984;; p. 1151-1158.
76. Meszaros J, Eligehausen R. Load-bearing behavior of anchors not suitable for use in cracked concrete. Part 5: Behavior under constant axial load and simultaneous reversed cyclic shear load. Report No. 1/63-94/9. 1994.
77. Dieterle H, Optiz V. Tragverhalten von nicht generell zugzonetauglichen Dübeln – Teil 1: Verhalten in Parallelrissen (Bearing behavior of anchors not suitable for use in cracked concrete. Part 1: Behavior in line cracks). Report No. 1/34-88/21. 1988.
78. Zhang Y. Dynamic behavior of multiple-anchor connections in cracked concrete The University of Texas at Austin.; 1997.
79. CSTB. Seismic behavior of anchorages. Presentation to fib SAG Fastenings. 2003.
80. Rieder A. Erdbebenverhalten von Betondübeln (Earthquake behavior of concrete anchors). 45th DafStb Research Colloquium. 2005 Vienna;; p. 181-184.
81. PCI. *Pci design handbook: Precast and prestressed concrete*. 7th ed. Chicago, IL; 2010.
82. Senkiw GA. Qualification tests for concrete anchors for CANDU nuclear power plants. *ACI Symposium on Anchorage to Concrete*. 1984.
83. Czarnecki RM, Sliter GE. Development of seismic anchorage guidelines for nuclear plant. *Nuclear Engineering and Design*. ; 107(1-2): p. 27-41.
84. Ammann W. Fastening systems under seismic loading conditions. *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering Madrid, España*; 1992.
85. Silva JF. Test methods for seismic qualification of postinstalled anchors. *International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. 2001; 1: p. 551-563.
86. Silva JF. U.S. codes and standards governing the design of anchors for seismic applications. *Conference Proceedings of the fib Symposium on concrete Structures in Seismic Regions*. 2003.
87. Bursi O. Seismic qualification of cast-in channels and shear connector devices between steel and concrete. *CASCADE Report No. 4, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil*.

- 2005.
88. ACI. Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349) and commentary (ACI 349R) Farmington Hills, Michigan; 1985.
 89. UBC. Uniform Building Code (ICC) Whittier, California; 1997.
 90. FEMA-368. Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures Washington, DC; 2001.
 91. CSA. Design requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants Toronto, Canada; 1999.
 92. Tang JHK, Deans JJ. Test criteria and method for seismic qualification of concrete expansion anchors. Proceedings of the Fourth Canadian Conference on Earthquake Engineering. ; p. 58-69.
 93. CEN. Design of fastenings for use in concrete. Technical Specification Brussels.
 94. Hilti. Guideline for earthquake resistant design of installations and non-structural elements Schaan, Liechtenstein; 2003.
 95. ACI. Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349) and commentary (ACI 349R) Farmington Hills, Michigan; 2001.
 96. FEMA-461. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components Redwood City, California; 2007.
 97. IBC. International Building Code (ICC) Whittier, California; 2003.
 98. CSA. Material requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants Toronto, Canada; 2003.
 99. SEAOSC. Structural Engineers Association of Southern California; 1997.
 100. ACI. Qualification of post-installed mechanical anchors in concrete, ACI 355.2 Farmington Hills, Michigan; 2004.
 101. AC01. International Code Council Evaluation Service, Inc. (ICC-ES). Acceptance criteria for expansion anchors in concrete and masonry elements Whittier; 2005.
 102. AC58. Acceptance criteria for adhesive anchors in concrete and masonry elements Whittier, California; 2005.
 103. AC60. Acceptance criteria for anchors in unreinforced masonry elements Whittier, California.; 2005.
 104. AC106. Acceptance criteria for predrilled fasteners (screw anchors) in concrete or masonry elements Whittier, California; 2005.
 105. AC193. Acceptance criteria for mechanical anchors in concrete elements Whittier, California; 2005.

106. AC308. Acceptance criteria for post-installed adhesive anchors in concrete elements Whittier, California; 2005.
107. CTE. Documento básico: DB SE-A, Seguridad estructural: acero”, (Basic document: DB SE-A, Structural Safety: Steel) Madrid: Boletín Oficial del Estado; 2006.
108. EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural. 2nd ed. Madrid; 2009.
109. Krawinkler H, Gupta A, Medina R, Luco N. Development of Loading Histories for Testinf of Steel Beam-to-Column Assemblies Stanford University, Stanford; 2000.
110. Krawinkler H, EERI M. Cyclic Loading Histories for Seismic Experimentation on Structural Components Stanford University, Stanford; 1996.
111. Singleton RC, Shoup TE. Headed concrete anchors. Journal of the American Concrete Institute. 1963; 60(9): p. 1229-1235.
112. Zhao G. Tragverhalten von randfernen kopfbolzenverankerungen bei betonbruch University of Stuttgart, Stuttgart, Germany; 1993.
113. Gattesco N, Giuriani E. Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading. Journal Constructional Steel Research. 1996; 38(1): p. 1-21.
114. Meinheit DF, Anderson NS. Pryout capacity of cast-in headed stud anchors. PCI journal: Prestressed Concrete Institute Journal. 2005;(2): p. 90-135.

7. ANEJOS

Anejo 1: Pórtico de ensayo

En este anejo se va a realizar un breve resumen sobre la evolución de los diferentes tipos de ensayos frente a esfuerzos de corte que se han realizando en pernos conectores y como se han ido incorporado progresivamente las distintas variables que intervienen en el problema. Se explicará la nueva configuración de ensayo realiza en esta investigación así como las razones por las cuales se diseña esta nueva configuración de ensayo, pero el proceso detallado de montaje del ensayo y todo el utillaje intermedio se explica en el apartado 3.1. Diseño del ensayo. Elementos para la realización del ensayoy 3.2.6. Procedimiento de ensayo *g*.

Durante las década de 1950 aparece el primer ensayo documentado. Se trata del ensayo denominado *push-out* realizado por Viest (3) en la Universidad de Illinois, cuya configuración se puede observar en la Figura 122. Este método de ensayo ha llegado finalmente a su estandarización normativa que ha sido recogida en el Eurocódigo 4 (57), con su primera versión en 1992 y una actualización posterior en el año 2004.

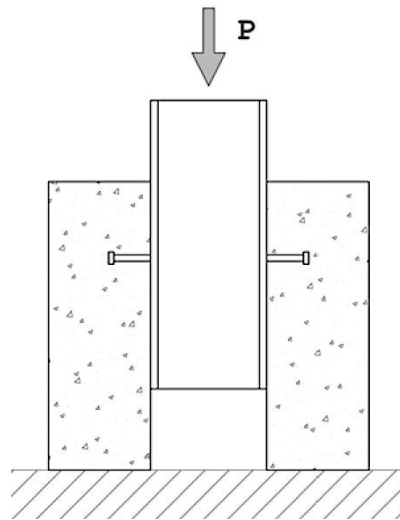


Figura 122. Ensayo *push-out* realizado por Viest en 1956 (3).

En los ensayos realizados por Viest en 1956 (3) se estudió la influencia de: 1) la longitud efectiva de embebido en el hormigón h_{ef} y 2) el diámetro del fuste de los pernos \emptyset en el modo de fallo. En ese momento Viest (3) identificó el parámetro h_{ef}/\emptyset como un factor significativo para determinar el tipo de fallo que se produce en los anclajes de pernos conectores, siempre que no intervienen condiciones de proximidad a bordes libres.

Otro factor importante que se identificó para el comportamiento mecánico de los anclajes fue la adherencia superficial entre la placa de anclaje y el hormigón, aunque no se evaluó su influencia ya que para la ejecución material de las probetas de ensayo se impregnó una capa de grasa en las alas de los perfiles, con la intención de evitar la transferencia de parte del cortante por el rozamiento entre el acero y el hormigón.

Durante las década de 1960, Shoup y Singleton (111) realizaron ensayos *push-out* pero a diferencia de Viest (3), dispusieron de dos filas de pernos, como se puede ver en la Figura 123. Con ello se introdujo una nueva variable: la separación entre los ejes de los pernos.

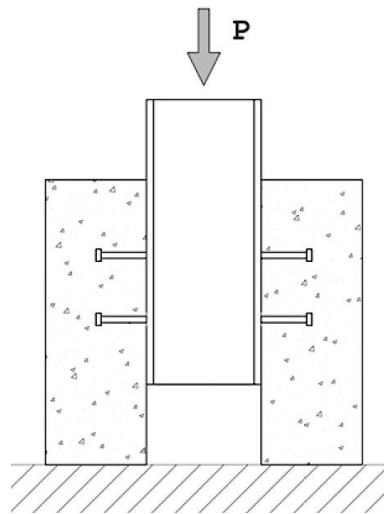


Figura 123. Ensayo push-out realizado por Shoup y Singleton en 1963 (111).

En 1967 Davies (35) continuó en la misma línea de investigación pero colocó una fila más de pernos a la configuración de Shoup y Singleton (111), tal y como se puede observar en la Figura 124. Con ello se quiso estudiar la diferencia que supone en los resultados un grupo de pernos en comparación con los resultados ofrecidos por las probetas de una y dos filas de pernos.

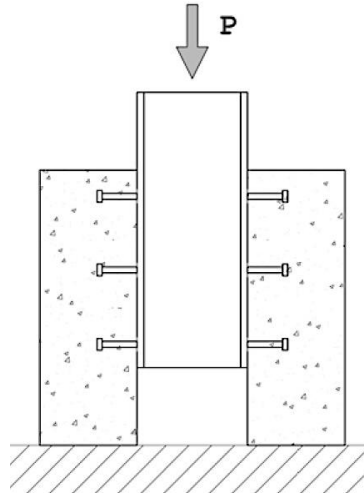


Figura 124. Ensayo *push-out* planteado por Davies en 1967 (35).

El ensayo *push-out* presenta las siguientes desventajas:

- 1.- La carga de corte se introduce de forma excéntrica con respecto a los pernos.
- 2.- La simetría implica una mayor influencia del rozamiento en los resultados de los ensayos.
- 3.- No es posible introducir simultáneamente con el esfuerzo de corte esfuerzos de tracción o compresión sobre los anclajes de estudio para la influencia de la combinación de ambos esfuerzos.
- 4.- Dependiendo de cual vaya a ser el uso de los pernos de anclaje, puede que la configuración del ensayo puede que no esté representando de forma fiel el comportamiento de los pernos de anclaje.

En la década de 1980 se produjo una búsqueda de nuevas formas de ensayo y experimentación que pudieran reproducir con mayor fidelidad las condiciones de uso de los pernos conectores. En 1982 Klingner y Mendoca (48) proponen un nuevo método de ensayo alternativo al *push-out*, cuyo esquema de ensayo se refleja en la Figura 125. Este nuevo modo de ensayo es utilizado posteriormente por numerosos investigadores como Hawkins y Mitchel (49), Zhao (112), Gattesco et al. (113) y Anderson y Meinheit (114).

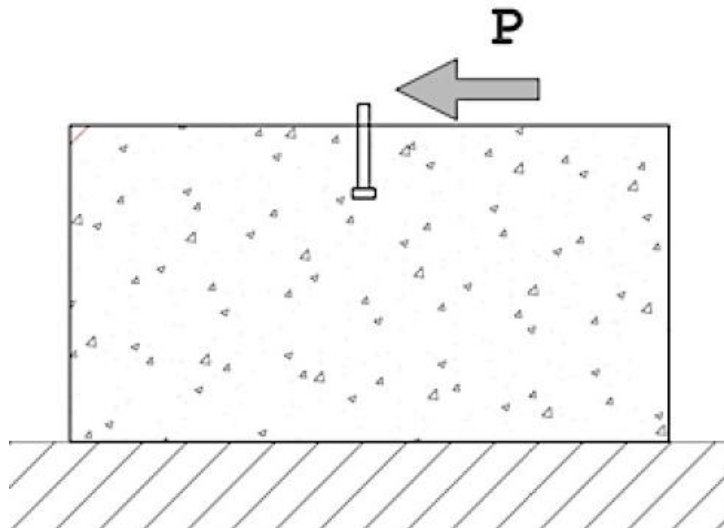


Figura 125. Ensayo de anclajes planteado por Klingner y Mendoca en 1982 (48).

En esta nueva configuración de ensayo para pernos embebidos en hormigón busca corregir las desventajas del ensayo *push-out*. Esta configuración consigue eliminar las dos primeras desventajas del ensayo *push-out*, pero introduce los siguientes inconvenientes:

- 1.- La dificultad de aplicación de la carga al anclaje, ya que para su ejecución no es válida una máquina hidráulica convencional sustentada por bastidores. La máquina a utilizar es un gato móvil que debe ajustarse a un sistema de anclaje horizontal.
- 2.- Requiere un complejo sistema de anclaje de la probeta de ensayo.
- 3.- Aumenta considerablemente el volumen de hormigón necesario para cada probeta, aunque se facilita el proceso de fabricación.

Además de las variables que se han explicado hasta el momento y que motivaron la generación de diferentes configuraciones de ensayo, también se estudiaron otras variables del problema que no motivaron la generación de nuevas configuraciones de ensayo y se estudiaron con la configuración de ensayo tipo *push-out*:

- 1.- Chinn (33) y Buttry en 1965 incorporaron el efecto que los hormigones ligeros producen en los anclajes de pernos conectores.
- 2.- Mainstone y Menzies en 1967 (36) incorporaron el factor del modo de carga, realizando ensayos en los que se aplicaron cargas dinámicas.

3.- Goble en 1968 (37) incorporó el efecto que supone la variación del espesor de la placa de anclaje en la distribución de los esfuerzos en los pernos soldados a ella, pudiendo esta estar o no embebida en el hormigón

4.- Ollgaard et al. en 1971 (38) estudió la influencia que las variaciones de la densidad y de la resistencia del hormigón implican en el funcionamiento global de los anclajes.

5.- Topkaya et al. en 2004 (56) investigó la influencia de la proximidad a bordes libres de los pernos conectores.

En esta investigación no se utilizó ninguna de las cinco configuraciones explicadas. Se diseñó una nueva configuración que nos va a permitir corregir en gran medida todas las desventajas del ensayo *push-out* y las desventajas del ensayo propuesto por Klingner y Mendoca (48).

El pórtico de ensayo utilizado es que se observa en la Figura 126, compuesto por dos soportes (izquierdo y derecho), dos vigas (superior e inferior), un apuntalamiento en el soporte izquierdo y dos vigas estabilizadoras situadas bajo ambos soportes y salen en dirección perpendicular al plano del pórtico. Todas las piezas han sido ejecutadas con HEB 300 rigidizadas.

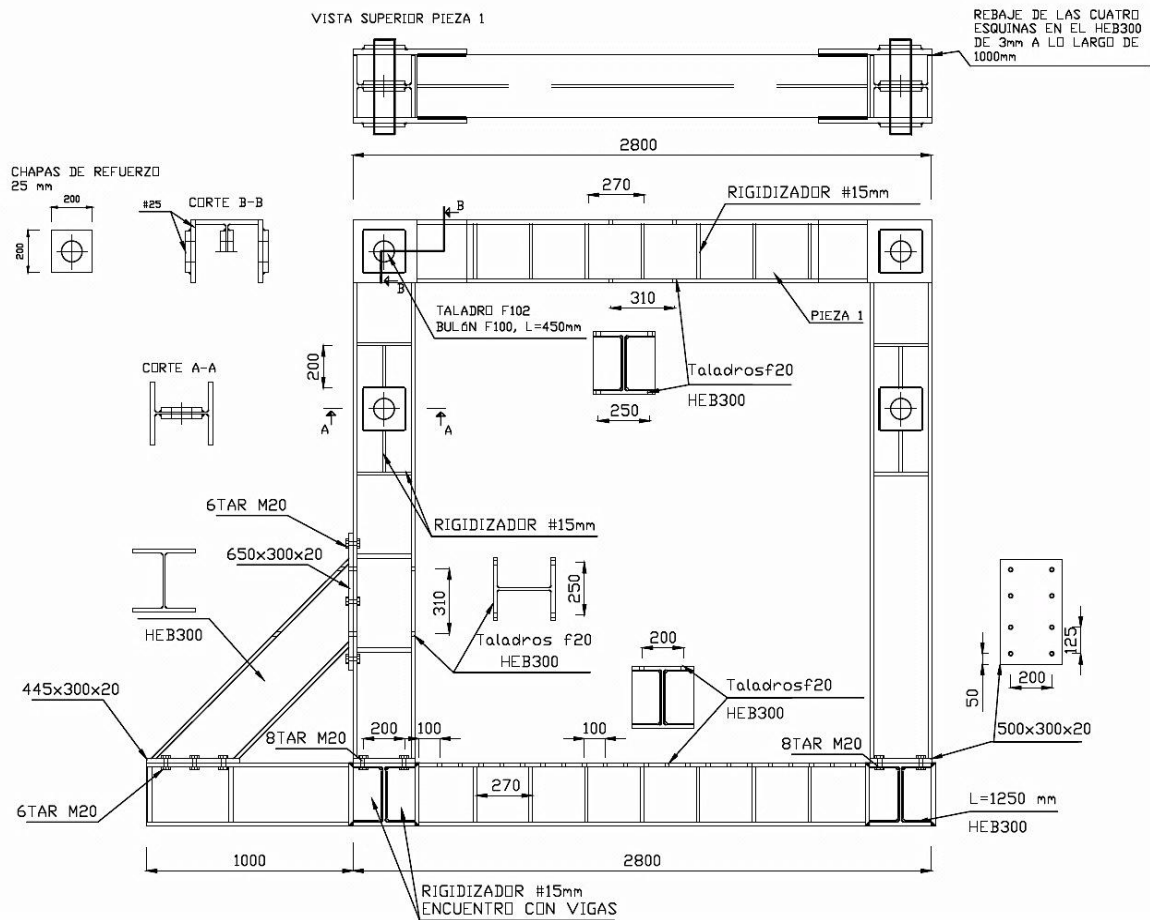


Figura 126. Esquema del pórtico de ensayo.

En el podemos observar los siguientes detalles:

- 1.- El soporte izquierdo dispone de 4 taladros a la altura del apuntalamiento para permitir el anclaje del actuador encargado de transmitir los esfuerzos de corte sobre la probeta de ensayo (Figura 127).
- 2.- La viga superior dispone de 4 taladros para permitir el anclaje del actuador encargado de transmitir los esfuerzos de tracción y compresión sobre la probeta de ensayo (Figura 127).

Estos dos puntos nos permiten corregir la tercera deficiencia del ensayo *push-out* ya que va a ser posible introducir simultáneamente esfuerzos de corte y de tracción o compresión simultáneamente sobre los anclajes de estudio y nos permitirá estudiar la influencia de la combinación de ambos esfuerzos.

Además también corrige el primer problema planteado en la configuración de ensayo propuesta por Klingner y Mendoca (48), ya que se utilizan actuadores hidráulicos convencionales que se anclan en los puntos indicados anteriormente.

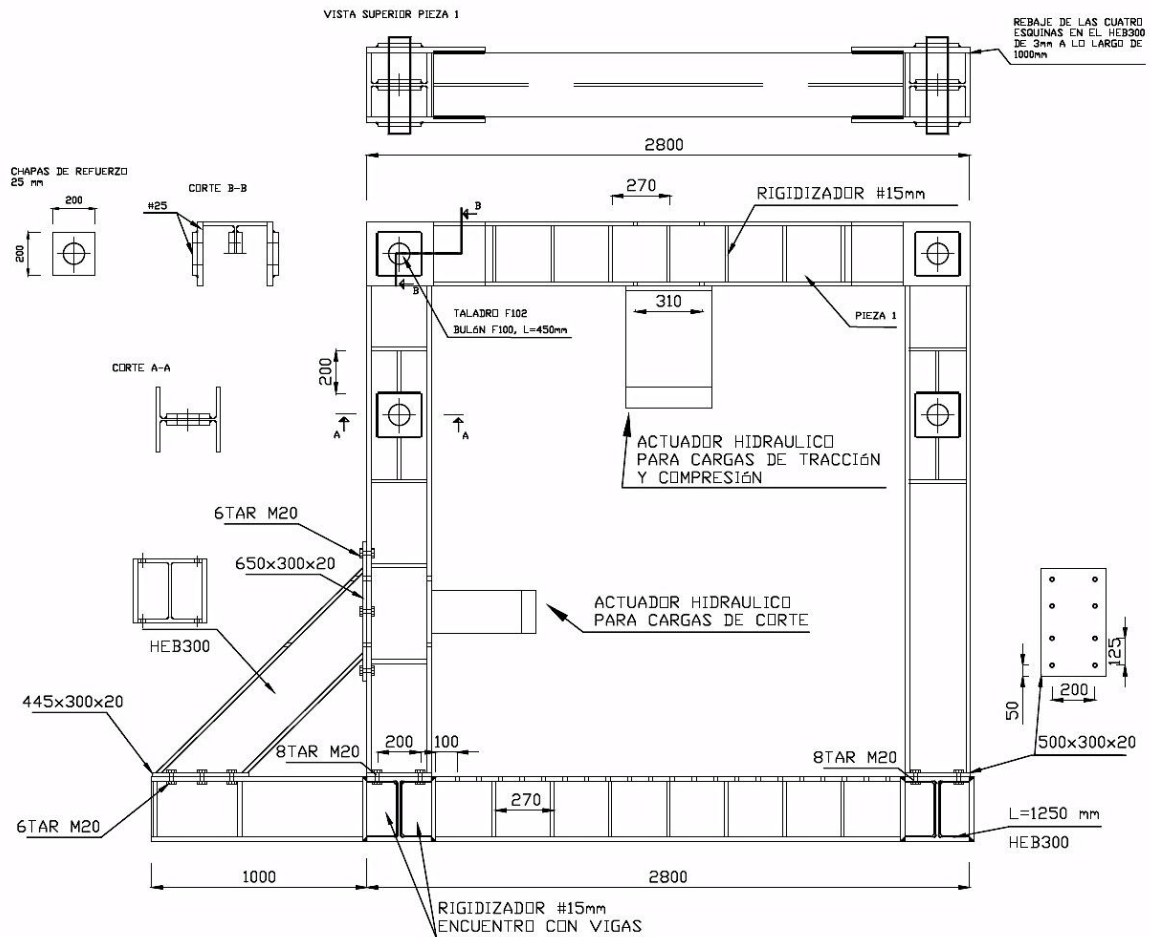


Figura 127. Actuadores hidráulicos en el pórtico de ensayo.

3.- La viga inferior esta taladrada cada 100 mm para permitir un anclaje sencillo de la probeta de ensayo al pórtico de ensayo mediante tornillería (Figura 127).

Este punto corrige el segundo problema que se plantea en la configuración de ensayo propuesta por Klingner y Mendoca (48), ya que la probeta de ensayo dispone de una serie de barras roscadas, espaciadas entre sí 100 mm, que simplemente hay que introducir en los taladros.

4.- A la hora de ejecutar la probeta de ensayo, el pórtico de ensayo diseñado nos permite variar la altura de la probeta, en función de si deseamos introducir el esfuerzo de corte con una cierta excentricidad con respecto a los pernos o deseamos introducir el esfuerzo de corte prácticamente sin excentricidad (Figura 128).



Figura 128. Ensayo de corte.

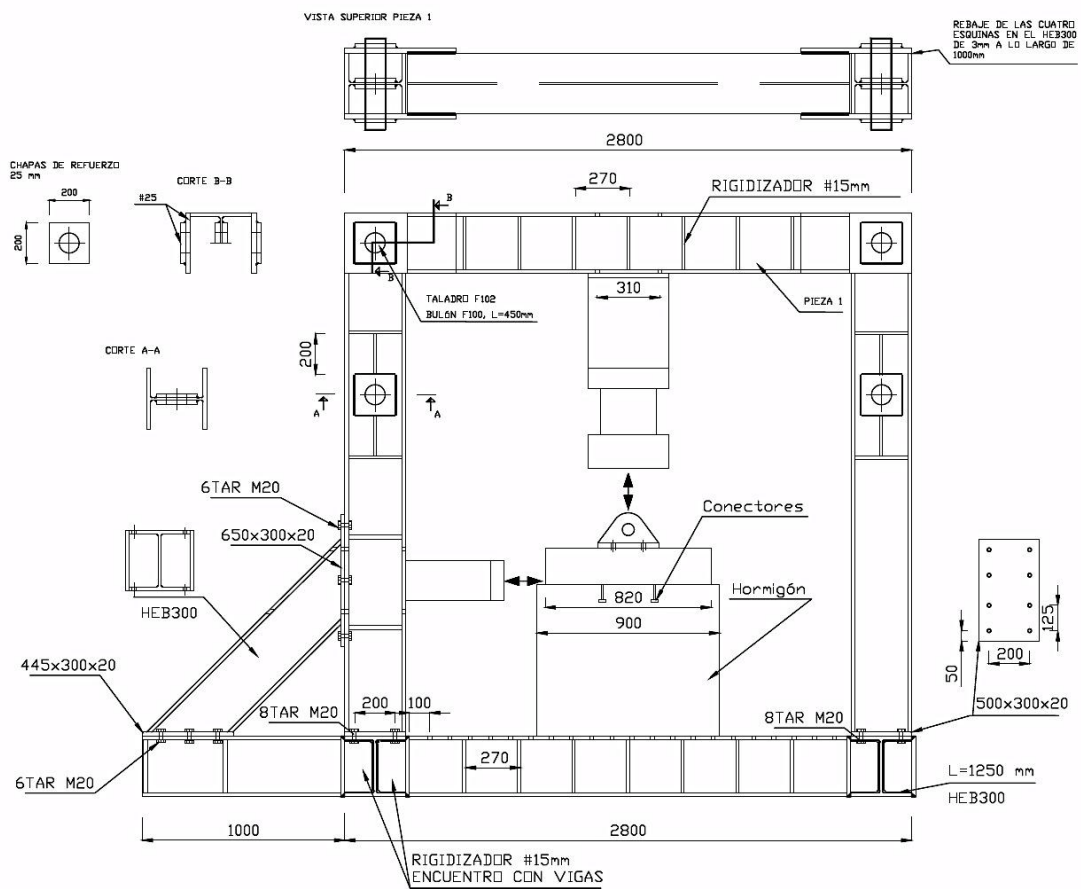


Figura 129. Ensayo combinado de corte y tracción.

Para evitar toda posibilidad de introducción de algún esfuerzo de flexión desde el actuador encargado de introducir los esfuerzos de corte a la probeta de ensayo, se diseñó dos piezas intermedias entre el actuador y la probeta de ensayo que genera una rotula al unirse mediante un bulón pasante (Figura 130).

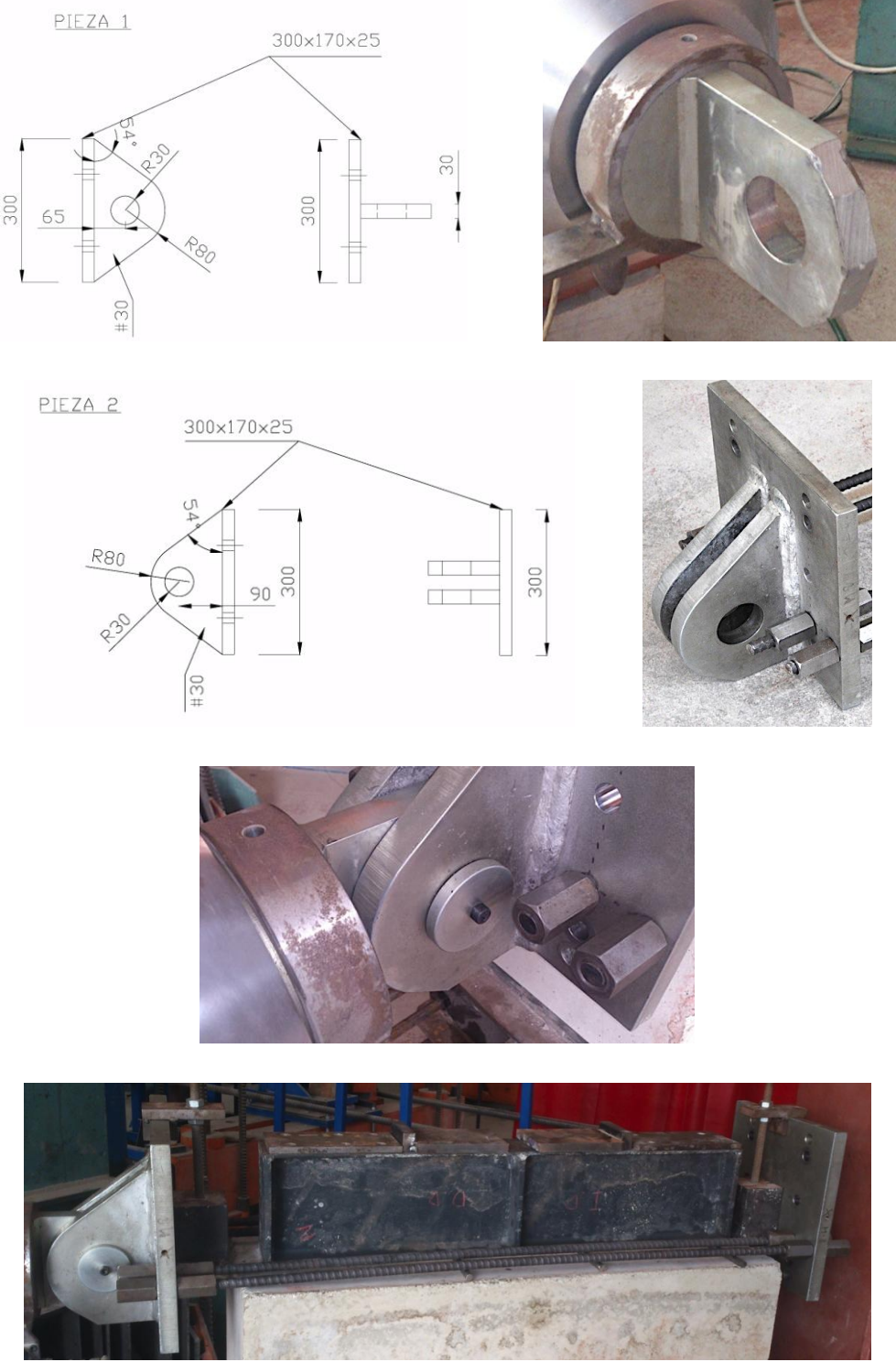


Figura 130. Piezas para la generación de una rotula mediante un bulón y fotografías de la unión.

5.- En esta configuración de ensayo, los pernos se sueldan a un perfil metálico de forma similar a como se realiza en el ensayo *push-out*, pero solo en un ala del perfil, ya que no es necesario la generación de ninguna simetría para la ejecución del ensayo.

En la otra ala del perfil, se realizan 4 taladros para poder incorporar al perfil metálico la pieza encargada de unirse al actuador que introduce los esfuerzos de tracción y compresión a la probeta de ensayo. Además el perfil se rigidiza en el lugar allí donde se van a introducir las cargas axiales (Figura 131).

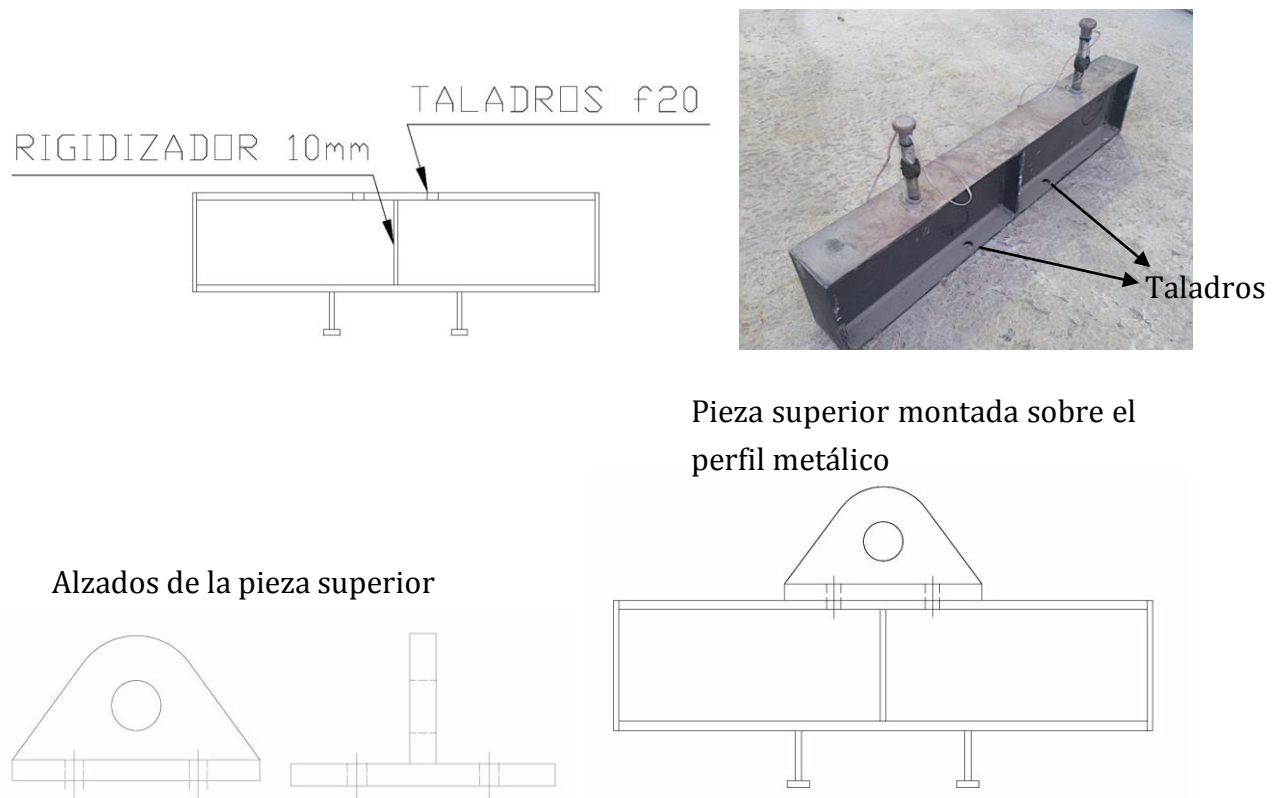


Figura 131. Taladros, rigidizador y pieza superior del perfil metálico.

- Por último, esta configuración de ensayo representa de forma mucho más fiel el comportamiento de los pernos de anclaje y además no exige la generación de ningún tipo de simetría, tal y como es necesario en el ensayo *push-out* por lo que la influencia del rozamiento en los resultados es menor, reduciendo así la segunda desventaja del ensayo *push-out*.

Si se deseara eliminar el rozamiento del problema de estudio, al igual que se realiza en las diferentes configuraciones, se puede aplicar una grasa sobre el perfil metálico que haga despreciable el rozamiento entre el hormigón y el perfil metálico.

Anejo 2: Cálculo de esfuerzos de dimensionamiento

En este anejo se exponen todas las tablas de Excel programadas con las formulas expuestas en el punto 3.2.3. para la obtención de los esfuerzos de dimensionamiento de la probeta de ensayo.

Puesto que la resistencia característica del hormigón puede que no sea exactamente la misma que la resistencia media del hormigón que obtenemos en el laboratorio, se realizan todos los cálculos con un hormigón de 50 MPa, ya que en ningún caso se alcanzará dicha resistencia y esto nos deja del lado de la seguridad.

Datos del bloque de hormigón	Valor
Espesor (mm)	300
Altura (m)	0,77
Anchura (mm)	900

Características mecánicas de los conectores	Valor
f_{uta} (tensión de rotura conector) (psi)	65266,982
f_{uta} (tensión de rotura conector) (MPa)	450,000
f_{yd} (tensión limite elástico conector) (MPa)	350

Datos para el cálculo del "pryout strenght"	Valor	Comentarios
$\Psi_{ec,n}$	1	No hay excentricidad de la carga
$\Psi_{c,n}$	1,25	"cast-in anchors"
$\Psi_{cp,n}$	1	"cast-in anchors"
K_c	24	"cast-in anchors"
λ	1	No tenemos hormigón ligero
f_c' (psi -> pound per square inch)	7251,89	"cast-in anchors"
f_c' (MPa)	50,0	
k_{cp}	2	hef > 2,5 in (63,5 mm) en todos los ensayos

Cambio de unidades

1 inch = 0,03937 mm

1 pound (libra) = 4.4482216 Newtons

1 psi = 0,00689475909 MPa (N/mm²)

Disposición PPSEG

Cálculo de la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*):

Nº Test	Nº Pieza	Ø (mm)	Ø (in)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h _{ef} (mm)	h _{ef} /Ø	h _{ef} (in)	m (mm)	C _{a,1} (mm)	C _{a,1} (in)
Test 1	1	16	0,63	75	8	67	4,19	2,64	225	337,50	13,29
Test 2	2	16	0,63	75	8	67	4,19	2,64	225	337,50	13,29
Test 3	3	19	0,75	100	10	90	4,74	3,54	300	300,00	11,81
Test 4	4	19	0,75	100	10	90	4,74	3,54	300	300,00	11,81
Test 5	5	19	0,75	100	10	90	4,74	3,54	300	300,00	11,81
Test 6	6	19	0,75	100	10	90	4,74	3,54	300	300,00	11,81
Test 7	7	19	0,75	150	10	140	7,37	5,51	450	225,00	8,86
Test 8	8	19	0,75	150	10	140	7,37	5,51	450	225,00	8,86
Test 9	9	19	0,75	150	10	140	7,37	5,51	450	225,00	8,86
Test 10	10	19	0,75	150	10	140	7,37	5,51	450	225,00	8,86
Test 11	11	19	0,75	150	10	140	7,37	5,51	450	225,00	8,86
Test 12	12	22	0,87	150	10	140	6,36	5,51	450	225,00	8,86
Test 13	13	22	0,87	150	10	140	6,36	5,51	450	225,00	8,86
Test 14	14	22	0,87	150	10	140	6,36	5,51	450	225,00	8,86
Test 15	15	22	0,87	150	10	140	6,36	5,51	450	225,00	8,86

“Breakout strenght (Shear)”

Nº Test	h_a (mm)	A_{vc} (mm ²)	A_{vco} (mm ²)	$\Psi_{h,v}$	$\Psi_{ed,v}$	$\Psi_{c,v}$	V_b (pounds)	V_{cb} (pounds)	V_{cb} (kN)
Test 1	230,00	69000,00	512578,13	1,48	0,79	1,40	34874,50	15384,71	68,43
Test 2	230,00	69000,00	512578,13	1,48	0,79	1,40	34874,50	15384,71	68,43
Test 3	230,00	69000,00	405000,00	1,40	0,80	1,40	32643,96	17425,58	77,51
Test 4	230,00	69000,00	405000,00	1,40	0,80	1,40	32643,96	17425,58	77,51
Test 5	230,00	69000,00	405000,00	1,40	0,80	1,40	32643,96	17425,58	77,51
Test 6	230,00	69000,00	405000,00	1,40	0,80	1,40	32643,96	17425,58	77,51
Test 7	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	23161,77	19828,65	88,20
Test 8	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	23161,77	19828,65	88,20
Test 9	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	23161,77	19828,65	88,20
Test 10	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	23161,77	19828,65	88,20
Test 11	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	23161,77	19828,65	88,20
Test 12	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	24203,18	20720,19	92,17
Test 13	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	24203,18	20720,19	92,17
Test 14	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	24203,18	20720,19	92,17
Test 15	230,00	69000,00	227812,50	1,21	0,83	1,40	24203,18	20720,19	92,17

Cálculo de la rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*):

Nº Test	Nº Pieza	b (mm)	\emptyset (mm)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h_{ef} (mm)	h_{ef}/\emptyset	h_{ef} (in)	m (mm)	$3 \cdot h_{ef}$ (mm)	A_{nc} (mm ²)
Test 1	1	820	16	75	8	67	4,19	2,64	225	201	40401
Test 2	2	820	16	75	8	67	4,19	2,64	225	201	40401
Test 3	3	820	19	100	10	90	4,74	3,54	300	270	72900
Test 4	4	820	19	100	10	90	4,74	3,54	300	270	72900
Test 5	5	820	19	100	10	90	4,74	3,54	300	270	72900
Test 6	6	820	19	100	10	90	4,74	3,54	300	270	72900

Test 7	7	820	19	150	10	140	7,37	5,51	450	420	126000
Test 8	8	820	19	150	10	140	7,37	5,51	450	420	126000
Test 9	9	820	19	150	10	140	7,37	5,51	450	420	126000
Test 10	10	820	19	150	10	140	7,37	5,51	450	420	126000
Test 11	11	820	19	150	10	140	7,37	5,512	450	420	126000
Test 12	12	820	22	150	10	140	6,36	5,512	450	420	126000
Test 13	13	820	22	150	10	140	6,36	5,512	450	420	126000
Test 14	14	820	22	150	10	140	6,36	5,512	450	420	126000
Test 15	15	820	22	150	10	140	6,36	5,512	450	420	126000

“Pryout strenght”

Nº Test	A _{nco} (mm ²)	C _{a,min} (mm)	Ψ _{ed,n}	N _b (pounds)	N _{cb} (pounds)	V _{cp} (pounds)	V _{cp} (kN)
Test 1	40401	100,5	1,000	8755,825	10944,781	43779,126	194,739
Test 2	40401	100,5	1,000	8755,825	10944,781	43779,126	194,739
Test 3	72900	135	1,000	13631,657	17039,571	68158,283	303,183
Test 4	72900	135	1,000	13631,657	17039,571	68158,283	303,183
Test 5	72900	135	1,000	13631,657	17039,571	68158,283	303,183
Test 6	72900	135	1,000	13631,657	17039,571	68158,283	303,183
Test 7	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 8	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 9	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 10	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 11	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 12	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 13	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 14	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138
Test 15	176400	150	0,914	26447,031	21589,413	86357,653	384,138

Cálculo de la rotura del perno:

Nº Test	Nº Pernos	$A_{se,v}$ (mm ²)	V_{sa} (kN)
Test 1	2	201,062	180,956
Test 2	2	201,062	180,956
Test 3	2	283,529	255,176
Test 4	2	283,529	255,176
Test 5	2	283,529	255,176
Test 6	2	283,529	255,176
Test 7	2	283,529	255,176
Test 8	2	283,529	255,176
Test 9	2	283,529	255,176
Test 10	2	283,529	255,176
Test 11	2	283,529	255,176
Test 12	2	380,133	342,120
Test 13	2	380,133	342,120
Test 14	2	380,133	342,120
Test 15	2	380,133	342,120

Disposición PI

Cálculo de la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*):

Nº Test	Nº Pieza	\emptyset (mm)	\emptyset (in)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h_{ef} (mm)	h_{ef}/\emptyset	h_{ef} (in)	m (mm)	$C_{a,1}$ (mm)	$C_{a,1}$ (in)
Test 16	16	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 17	17	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 18	18	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 19	19	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72

Test 20	20	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 21	21	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 22	22	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 23	23	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	0,00	450,00	17,72

“Breakout strenght (Shear)”

Nº Test	h _a (mm)	A _{vc} (mm ²)	A _{vco} (mm ²)	Ψ _{h,v}	Ψ _{ed,v}	Ψ _{c,v}	V _b (pounds)	V _{cb} (pounds)	V _{cb} (kN)
Test 16	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 17	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 18	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 19	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 20	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	65511,39	18242,36	81,15
Test 21	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	65511,39	18242,36	81,15
Test 22	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	68456,94	19062,58	84,79
Test 23	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	68456,94	19062,58	84,79

Cálculo de la rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*):

Nº Test	Nº Pieza	Ø (mm)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h _{ef} (mm)	h _{ef} /Ø	h _{ef} (in)	3*h _{ef} (mm)	A _{nc} (mm ²)
Test 16	16	19	100	10	90	4,74	3,54	270	72900
Test 17	17	19	100	10	90	4,74	3,54	270	72900
Test 18	18	19	100	10	90	4,74	3,54	270	72900
Test 19	19	19	100	10	90	4,74	3,54	270	72900
Test 20	20	19	150	10	140	7,37	5,51	420	126000
Test 21	21	19	150	10	140	7,37	5,51	420	126000
Test 22	22	22	150	10	140	6,36	5,51	420	126000
Test 23	23	22	150	10	140	6,36	5,51	420	126000

"Pryout strenght"

Nº Test	A_{nco} (mm²)	C_{a,min} (mm)	Ψ_{ed,n}	N_b (pounds)	N_{cb} (pounds)	V_{cp} (pounds)	V_{cp} (kN)
Test 16	72900	135	1,00	13631,66	17039,57	34079,14	151,59
Test 17	72900	135	1,00	13631,66	17039,57	34079,14	151,59
Test 18	72900	135	1,00	13631,66	17039,57	34079,14	151,59
Test 19	72900	135	1,00	13631,66	17039,57	34079,14	151,59
Test 20	176400	150	0,91	26447,03	21589,41	43178,83	192,07
Test 21	176400	150	0,91	26447,03	21589,41	43178,83	192,07
Test 22	176400	150	0,91	26447,03	21589,41	43178,83	192,07
Test 23	176400	150	0,91	26447,03	21589,41	43178,83	192,07

Cálculo de la rotura del perno:

Nº Test	Nº Pernos	A_{se,v} (mm²)	V_{sa} (kN)
Test 16	1	283,53	127,59
Test 17	1	283,53	127,59
Test 18	1	283,53	127,59
Test 19	1	283,53	127,59
Test 20	1	283,53	127,59
Test 21	1	283,53	127,59
Test 22	1	380,13	171,06
Test 23	1	380,13	171,06

Disposición POEG

Cálculo de la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*):

Nº Test	Nº Pieza	Ø (mm)	Ø (in)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h _{ef} (mm)	h _{ef} /Ø	h _{ef} (in)	m (mm)	C _{a,1} (mm)	C _{a,1} (in)
Test 24	24	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 25	25	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 26	26	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 27	27	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	0,00	450,00	17,72
Test 28	28	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 29	29	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 30	30	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	0,00	450,00	17,72
Test 31	31	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	0,00	450,00	17,72

"Breakout strenght (Shear)"

Nº Test	h _a (mm)	A _{vc} (mm ²)	A _{vco} (mm ²)	Ψ _{h,v}	Ψ _{ed,v}	Ψ _{c,v}	V _b (pounds)	V _{cb} (pounds)	V _{cb} (kN)
Test 24	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 25	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 26	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 27	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	59970,78	16699,51	74,28
Test 28	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	65511,39	18242,36	81,15
Test 29	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	65511,39	18242,36	81,15
Test 30	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	68456,94	19062,58	84,79
Test 31	230,00	69000,00	911250,00	1,71	0,77	1,40	68456,94	19062,58	84,79

Cálculo de la rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*):

Nº Test	Nº Pieza	Ø (mm)	s (mm)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h _{ef} (mm)	h _{ef} /Ø	h _{ef} (in)	3*h _{ef} (mm)
Test 24	24	19	49,5	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 25	25	19	46	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 26	26	19	49,5	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 27	27	19	42	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 28	28	19	59	150	10	140	7,37	5,51	420
Test 29	29	19	59	150	10	140	7,37	5,51	420
Test 30	30	22	45	150	10	140	6,36	5,51	420
Test 31	31	22	44	150	10	140	6,36	5,51	420

"Pryout strenght"

Nº Test	A _{nc} (mm ²)	A _{nco} (mm ²)	C _{a,min} (mm)	Ψ _{ed,n}	N _b (pounds)	N _{cb} (pounds)	V _{cp} (pounds)	V _{cp} (kN)
Test 24	81000	72900	150	0,98	13631,66	18586,20	37172,40	165,35
Test 25	81000	72900	150	0,98	13631,66	18645,27	37290,54	165,88
Test 26	81000	72900	150	0,98	13631,66	18586,20	37172,40	165,35
Test 27	81000	72900	150	0,99	13631,66	18714,40	37428,80	166,49
Test 28	126000	176400	150	0,89	26447,03	20966,15	41932,31	186,52
Test 29	126000	176400	150	0,89	26447,03	20966,15	41932,31	186,52
Test 30	126000	176400	150	0,89	26447,03	21099,73	42199,47	187,71
Test 31	126000	176400	150	0,89	26447,03	21109,58	42219,17	187,80

Cálculo de la rotura del perno:

Nº Test	Nº Pernos	$A_{se,v}$ (mm ²)	V_{sa} (kN)
Test 24	2	283,53	255,18
Test 25	2	283,53	255,18
Test 26	2	283,53	255,18
Test 27	2	283,53	255,18
Test 28	2	283,53	255,18
Test 29	2	283,53	255,18
Test 30	2	380,13	342,12
Test 31	2	380,13	342,12

Disposición PPEG

Cálculo de la rotura del hormigón a cortante (*concrete breakout in shear*):

Nº Test	Nº Pieza	Ø (mm)	Ø (in)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h_{ef} (mm)	$h_{ef}/\text{Ø}$	h_{ef} (in)	t (mm)	$C_{a,1}$ (mm)	$C_{a,1}$ (in)
Test 32	32	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	44,00	428,00	16,85
Test 33	33	19	0,75	100	10	90,00	4,74	3,54	44,00	428,00	16,85
Test 34	34	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	64,00	418,00	16,46
Test 35	35	19	0,75	150	10	140,00	7,37	5,51	64,00	418,00	16,46
Test 36	36	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	65,00	417,50	16,44
Test 37	37	22	0,87	150	10	140,00	6,36	5,51	65,00	417,50	16,44

“Breakout strenght (Shear)”

Nº Test	h_a (mm)	A_{vc} (mm ²)	A_{vco} (mm ²)	$\Psi_{h,v}$	$\Psi_{ed,v}$	$\Psi_{c,v}$	V_b (pounds)	V_{cb} (pounds)	V_{cb} (kN)
Test 32	230,00	69000,00	824328,00	1,67	0,77	1,40	55627,12	16774,16	74,62
Test 33	230,00	69000,00	824328,00	1,67	0,77	1,40	55627,12	16774,16	74,62
Test 34	230,00	69000,00	786258,00	1,65	0,77	1,40	58649,25	18363,79	81,69
Test 35	230,00	69000,00	786258,00	1,65	0,77	1,40	58649,25	18363,79	81,69
Test 36	230,00	69000,00	784378,13	1,65	0,77	1,40	61176,34	19191,61	85,37
Test 37	230,00	69000,00	784378,13	1,65	0,77	1,40	61176,34	19191,61	85,37

Cálculo de la rotura por desprendimiento del hormigón (*concrete pryout*):

Nº Test	Nº Pieza	\emptyset (mm)	t (mm)	h (mm)	h (cabeza) (mm)	h_{ef} (mm)	h_{ef}/\emptyset	h_{ef} (in)	3* h_{ef} (mm)
Test 32	32	19	44	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 33	33	19	44	100	10	90	4,74	3,54	270
Test 34	34	19	64	150	10	140	7,37	5,51	420
Test 35	35	19	64	150	10	140	7,37	5,51	420
Test 36	36	22	65	150	10	140	6,36	5,51	420
Test 37	37	22	65	150	10	140	6,36	5,51	420

“Pryout strenght”

Nº Test	A_{nc} (mm ²)	A_{nco} (mm ²)	$C_{a,min}$ (mm)	$\Psi_{ed,n}$	N_b (pounds)	N_{cb} (pounds)	V_{cp} (pounds)	V_{cp} (kN)
Test 32	84780	72900	135	1,00	13631,66	19816,39	39632,78	176,30
Test 33	84780	72900	135	1,00	13631,66	19816,39	39632,78	176,30
Test 34	145200	176400	150	0,91	26447,03	24879,23	49758,46	221,34
Test 35	145200	176400	150	0,91	26447,03	24879,23	49758,46	221,34
Test 36	145500	176400	150	0,91	26447,03	24930,63	49861,26	221,79
Test 37	145500	176400	150	0,91	26447,03	24930,63	49861,26	221,79

Cálculo de la rotura del perno:

Nº Test	Nº Pernos	$A_{se,v}$ (mm²)	V_{sa} (kN)
Test 32	2	283,53	255,18
Test 33	2	283,53	255,18
Test 34	2	283,53	255,18
Test 35	2	283,53	255,18
Test 36	2	380,13	342,12
Test 37	2	380,13	342,12

Anejo 3: Fichas Técnicas

Índice Fichas Técnicas

Ensayo 1	195
Ensayo 2	198
Ensayo 3	201
Ensayo 4	204
Ensayo 5	207
Ensayo 6	210
Ensayo 7	213
Ensayo 8	216
Ensayo 9	219
Ensayo 10	222
Ensayo 11	225
Ensayo 12	228
Ensayo 13	231
Ensayo 14	234
Ensayo 15	237
Ensayo 16	240
Ensayo 17	243
Ensayo 18	246
Ensayo 19	249
Ensayo 20	252
Ensayo 21	255
Ensayo 22	258
Ensayo 23	261
Ensayo 24	264
Ensayo 25	267
Ensayo 26	270
Ensayo 27	273
Ensayo 28	276
Ensayo 29	279
Ensayo 30	282
Ensayo 31	285

Ensayo 32	288
Ensayo 33	291
Ensayo 34	294
Ensayo 35	297
Ensayo 36	300
Ensayo 37	303

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 1	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	16	mm
Separación entre los pernos	225	mm
h total antes de soldar	75	mm
h _{ef} antes de soldar	67	mm
h total tras la soldadura	74,25	mm
h _{ef} tras la soldadura	65,25	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	MPa
Tiempo del ensayo	52 min 18 seg	
Máxima carga	145,00	kN
Desplazamiento en máxima carga	5,00	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	2,14	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,91	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	1,03	‰
Carga en rotura	17,79	kN
Desplazamiento en rotura	7,54	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,14	-
Rotura por <i>breakout</i>	67,18	kN
Rotura por <i>pryout</i>	188,39	kN
Rotura del acero	180,96	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,770	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,801	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 21 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s en los 19 primeros ciclos y se decidió aumentarla a 0,2 mm/s en los últimos 2 ciclos.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Detalle en rotura



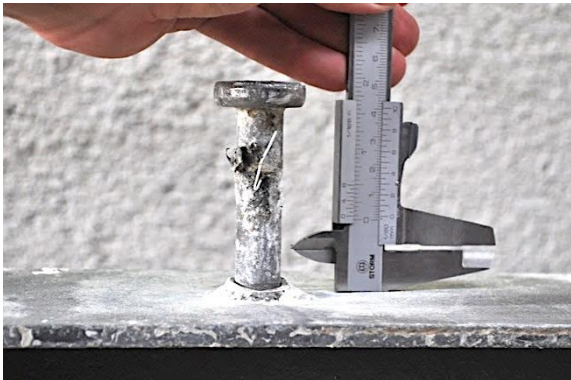
b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Alzado perno izquierdo tras rotura



f) Alzado perno derecho tras rotura

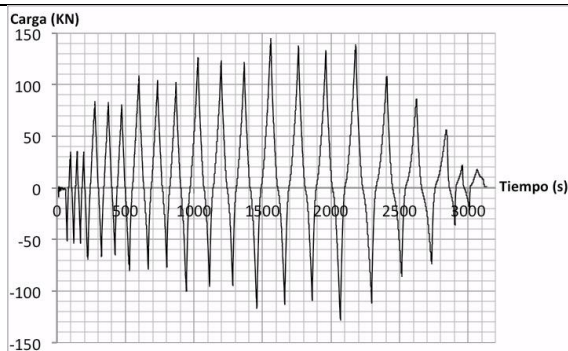


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



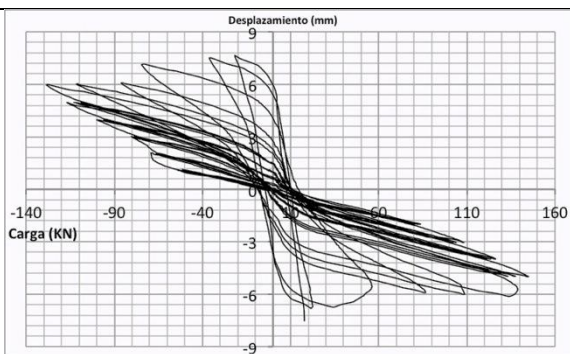
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

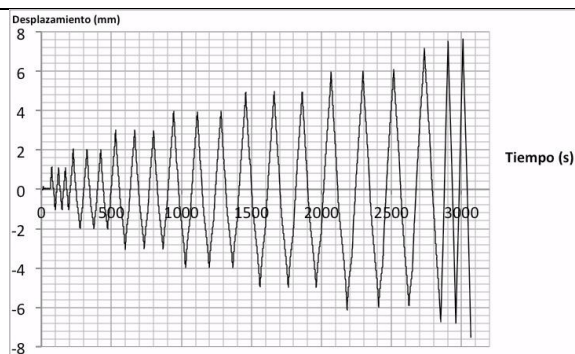


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

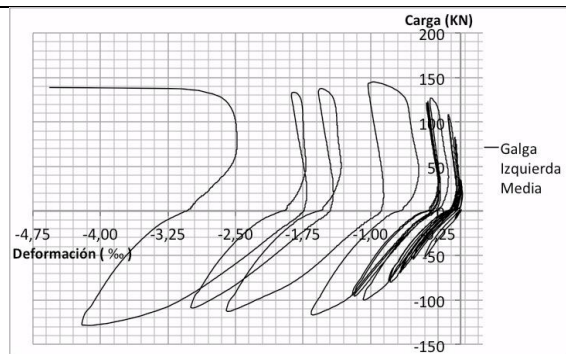


b) Carga - Desplazamiento

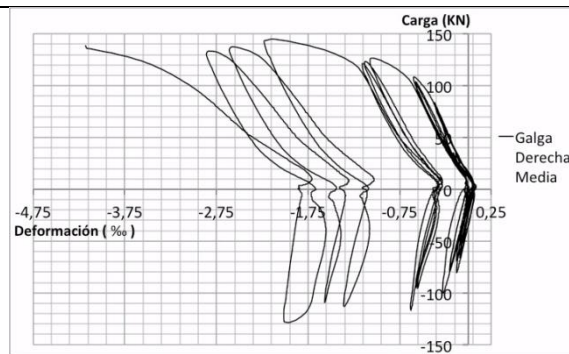


c) Tiempo - Desplazamiento

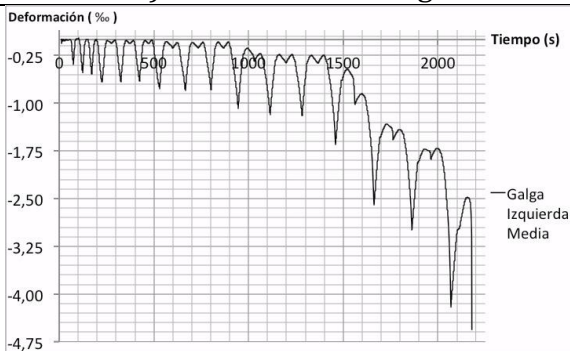
Resultados en deformaciones



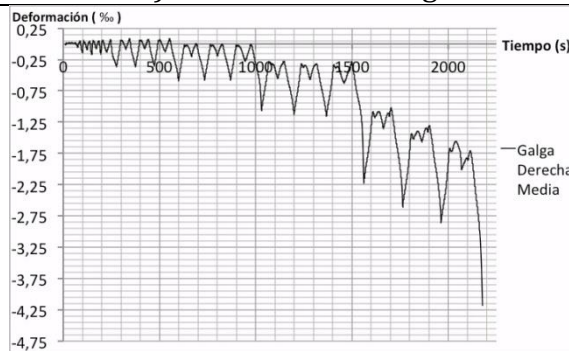
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



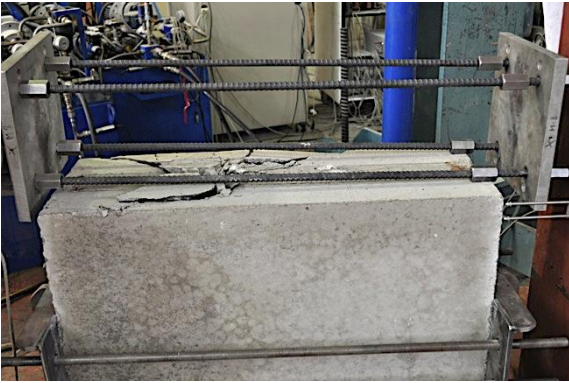
g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 2	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	16	mm
Separación entre los pernos	225	mm
h total antes de soldar	75	mm
h _{ef} antes de soldar	67	mm
h total tras la soldadura	73	mm
h _{ef} tras la soldadura	64,25	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	MPa
Tiempo del ensayo	9 min 2 seg	
Máxima carga	156,69	kN
Desplazamiento en máxima carga	3,59	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,82	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	2,36	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	3,21	‰
Carga en rotura	138,27	kN
Desplazamiento en rotura	19,15	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i> y acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,06	-
Rotura por <i>breakout</i>	66,92	kN
Rotura por <i>pryout</i>	183,08	kN
Rotura del acero	180,96	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,856	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,866	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo una rotura mixta.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



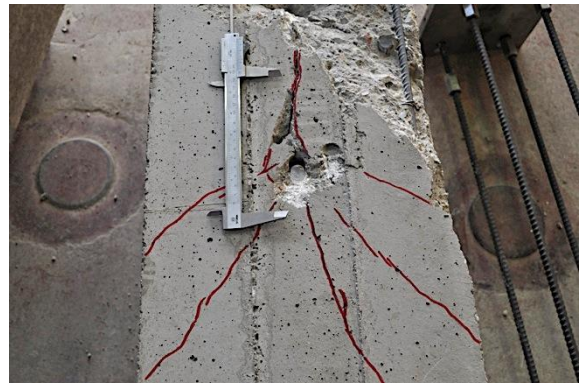
e) Alzado perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

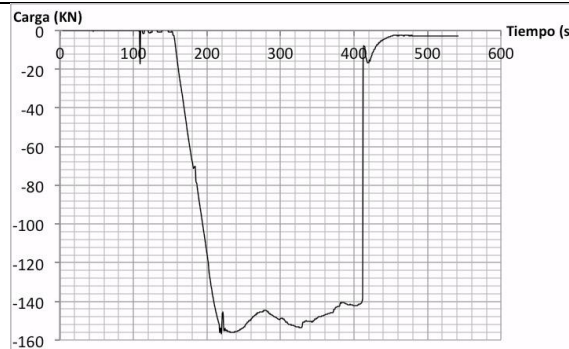


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



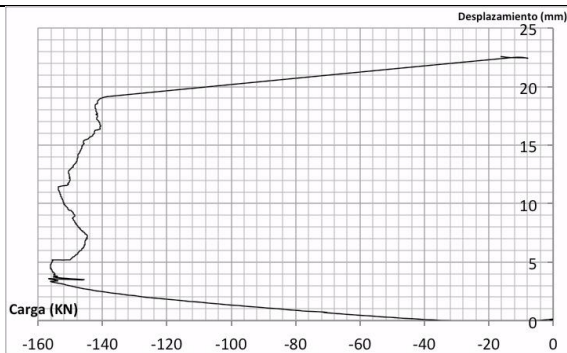
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

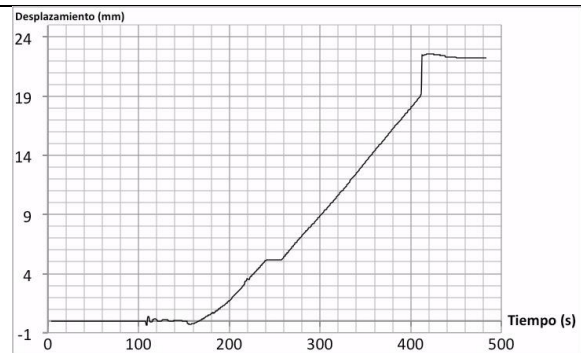


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

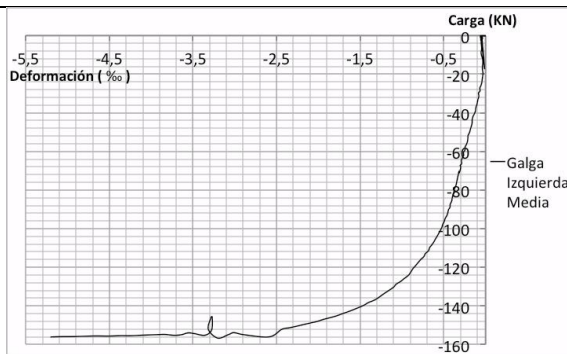


b) Carga - Desplazamiento

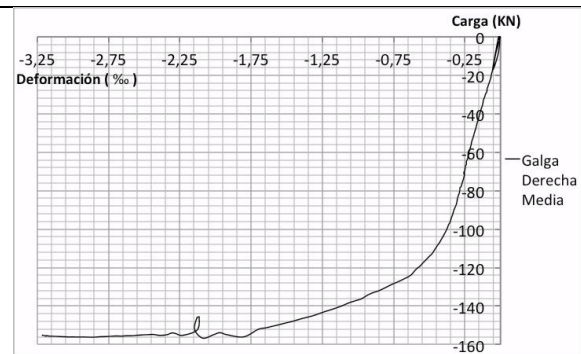


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 3	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	300	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	98,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	88,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 40 min 7 seg	
Máxima carga	140,3	kN
Desplazamiento en máxima carga	9,01	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,17	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	66	kN
Desplazamiento en rotura	11,09	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,66	-
Rotura por <i>breakout</i>	54,08	kN
Rotura por <i>pryout</i>	206,95	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,678	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,550	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 25 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Alzado probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

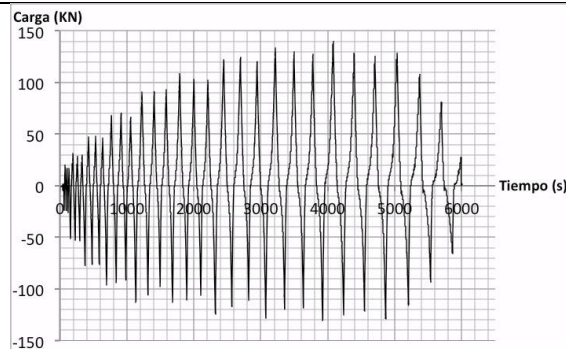


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



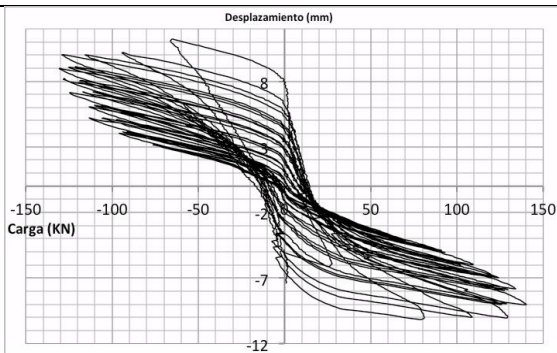
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

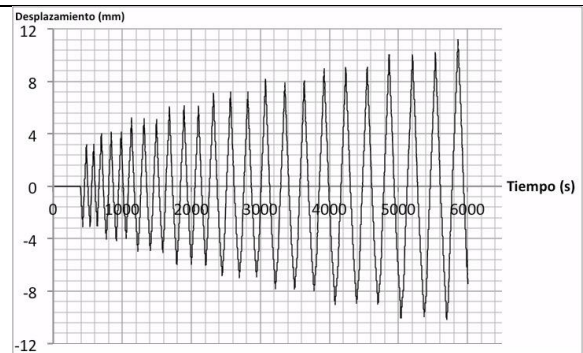


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

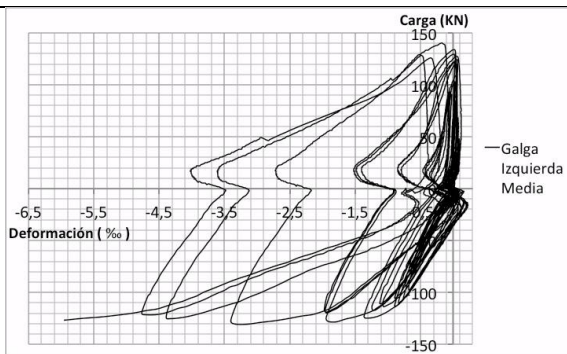


b) Carga - Desplazamiento

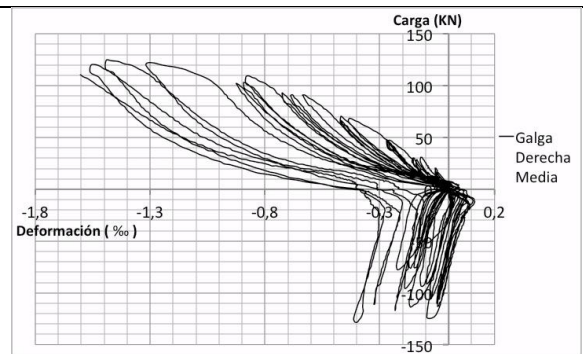


c) Tiempo - Desplazamiento

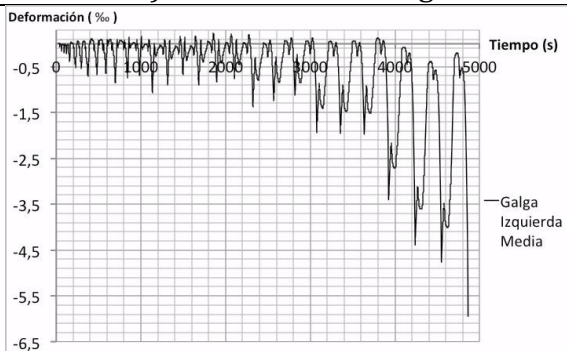
Resultados en deformaciones



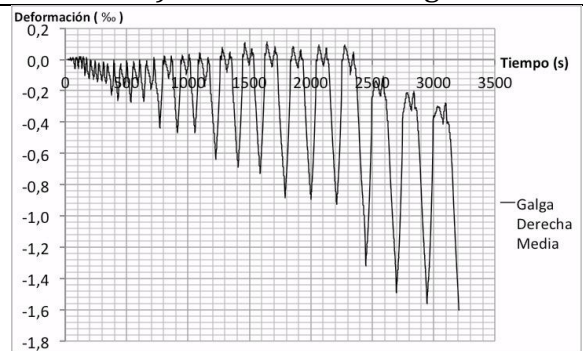
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 4	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	300	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	98,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	88,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	2 h 32 min	
Máxima carga	205,56	kN
Desplazamiento en máxima carga	10,39	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,21	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	1,14	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	3,77	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	47,44	kN
Desplazamiento en rotura	13,18	mm

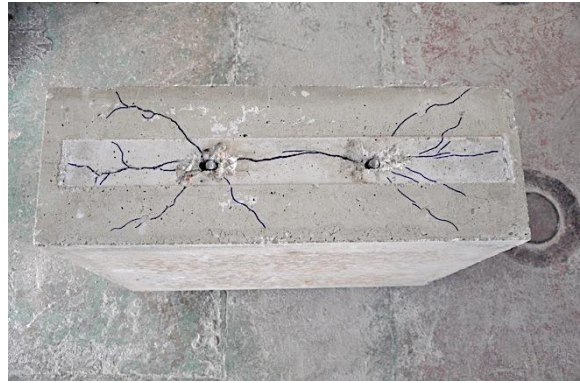
Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,66	-
Rotura por <i>breakout</i>	70,21	kN
Rotura por <i>pryout</i>	268,69	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,765	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,806	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 37 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

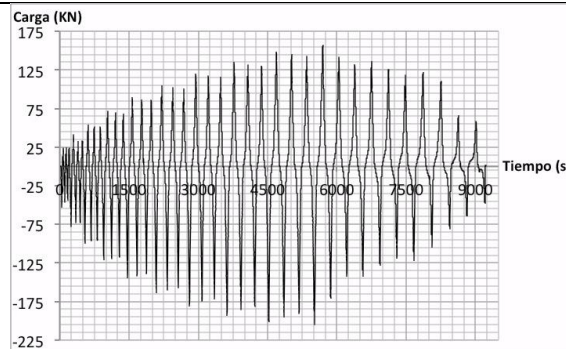


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



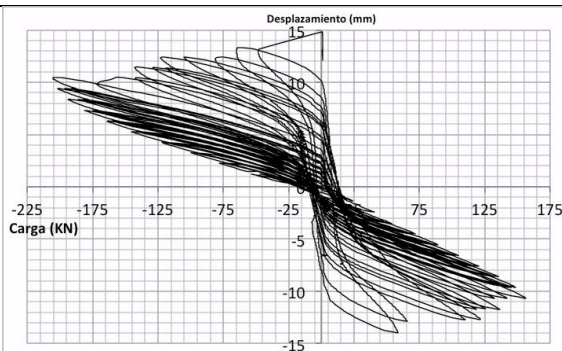
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

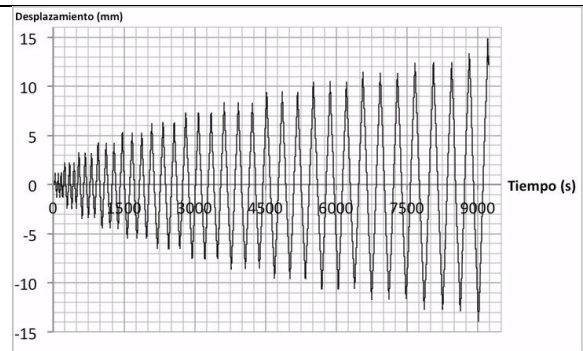


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

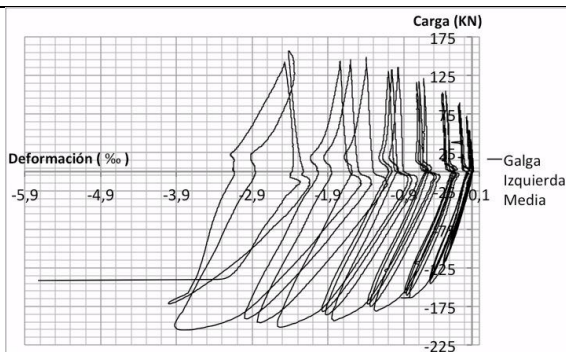


b) Carga - Desplazamiento

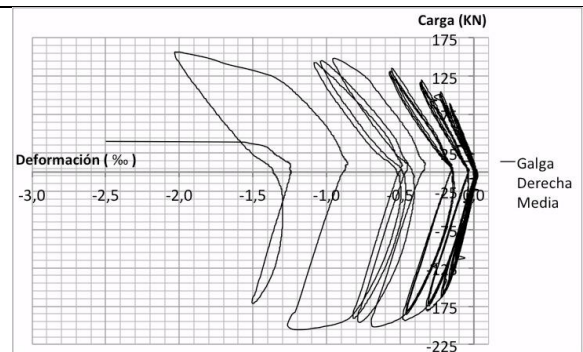


c) Tiempo - Desplazamiento

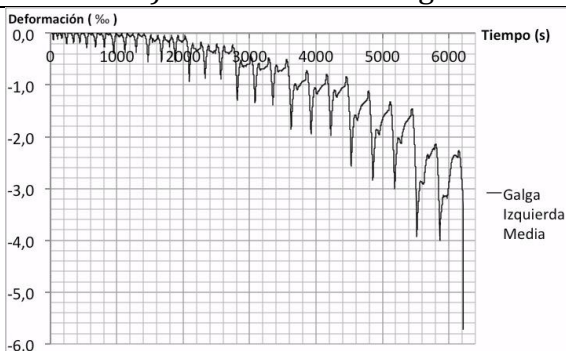
Resultados en deformaciones



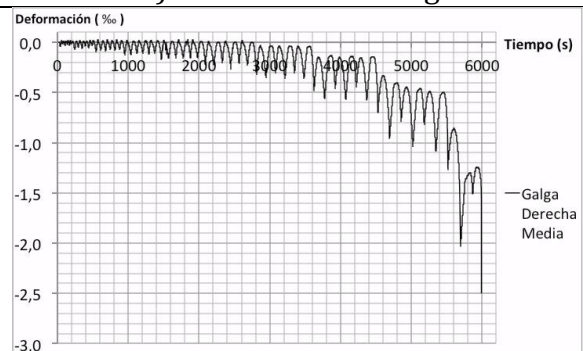
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Nombre	Test 5	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	300	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	98	mm
h _{ef} tras la soldadura	88	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	6 min 6 seg	
Máxima carga	168,21	kN
Desplazamiento en máxima carga	11,34	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	4,51	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	1,37	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	3,30	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	2,85	‰
Carga en rotura	62,08	kN
Desplazamiento en rotura	42,89	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,63	-
Rotura por <i>breakout</i>	54,02	kN
Rotura por <i>pryout</i>	205,19	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,820	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,659	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Alzado perno izquierdo tras rotura



f) Alzado perno derecho tras rotura

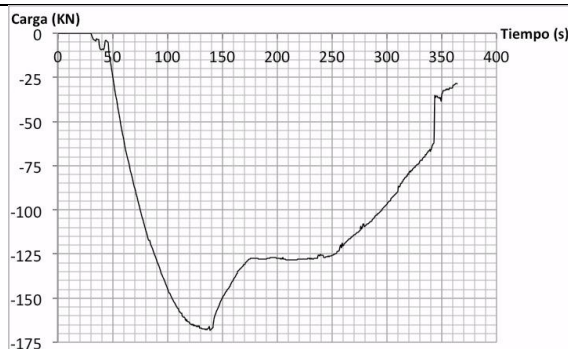


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



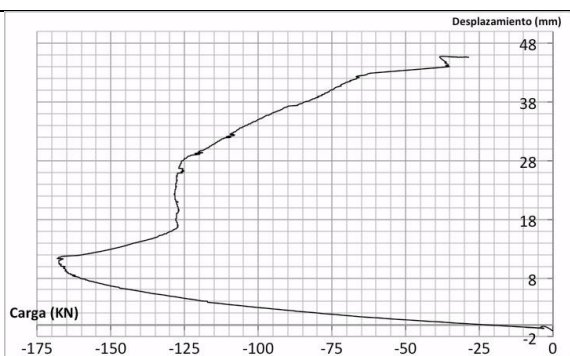
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

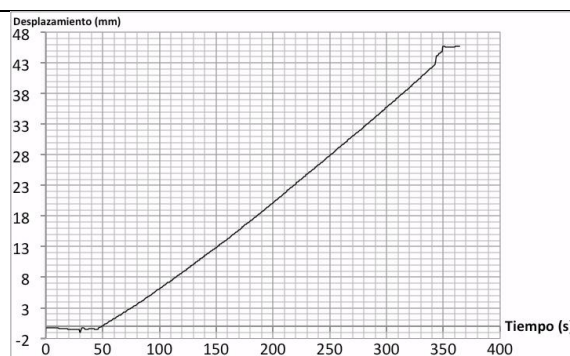


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

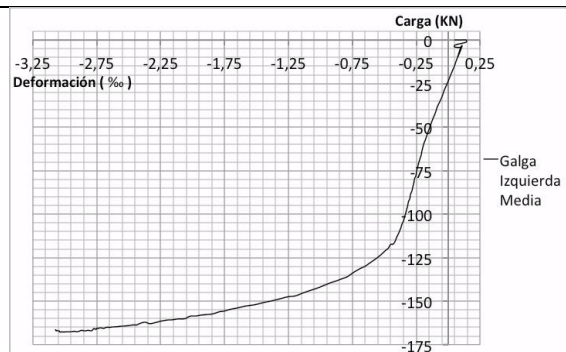


b) Carga - Desplazamiento

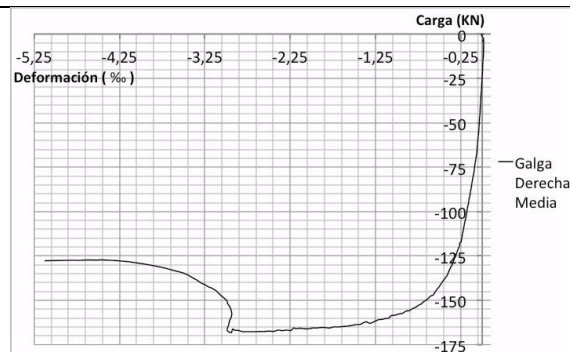


c) Tiempo - Desplazamiento

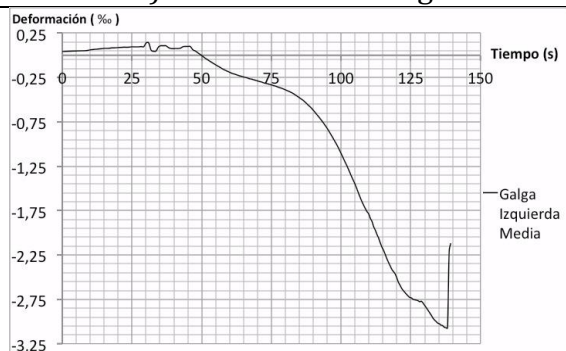
Resultados en deformaciones



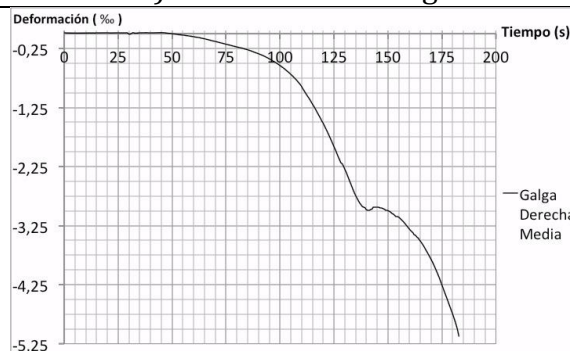
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 6	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	300	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	97,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	87,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	5 min 11 seg	
Máxima carga	196,07	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,36	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,85	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	1,56	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	79,10	kN
Desplazamiento en rotura	30,01	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i> y acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,61	-
Rotura por <i>breakout</i>	70,14	kN
Rotura por <i>pryout</i>	264,47	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,741	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,768	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo una rotura mixta.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

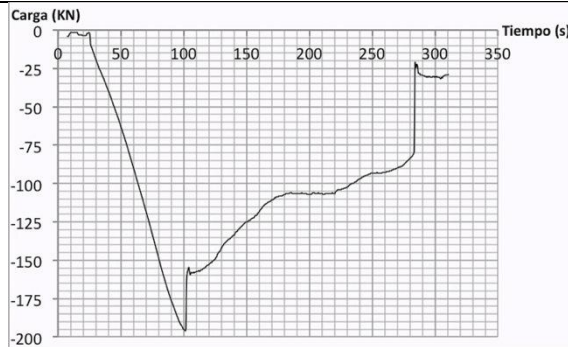


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



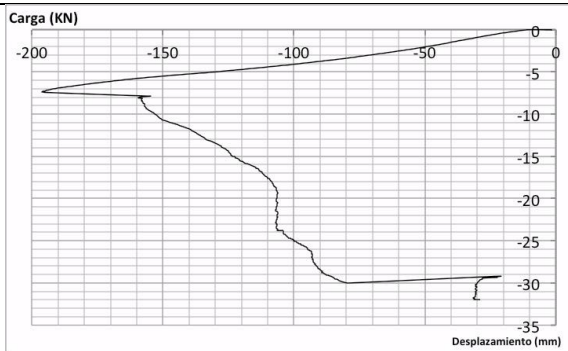
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

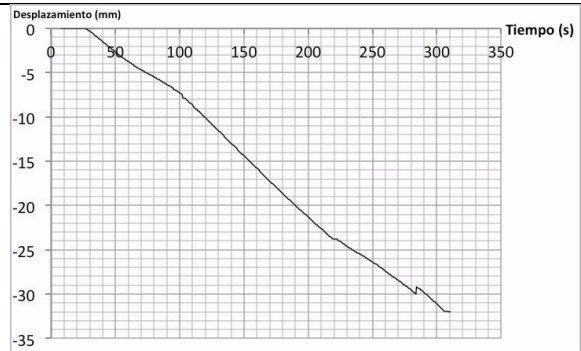


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

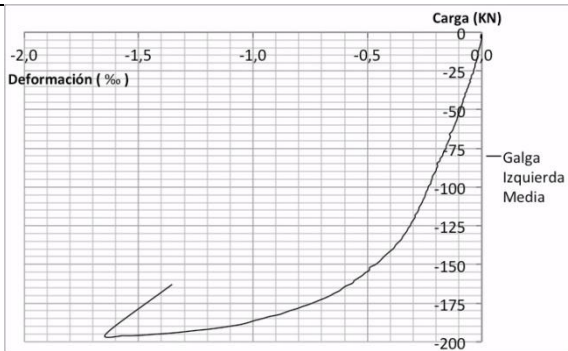


b) Carga - Desplazamiento

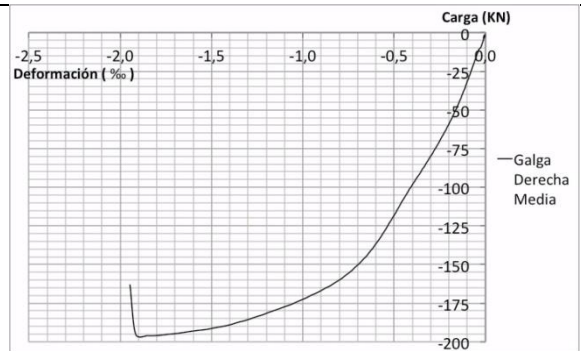


c) Tiempo - Desplazamiento

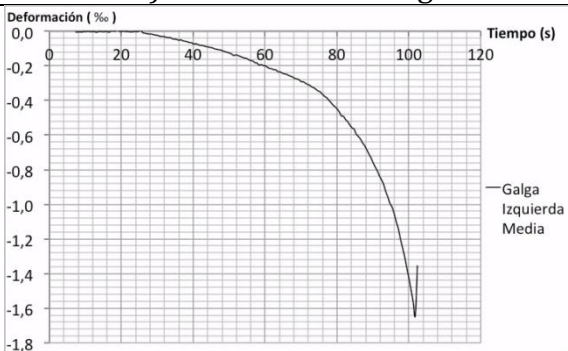
Resultados en deformaciones



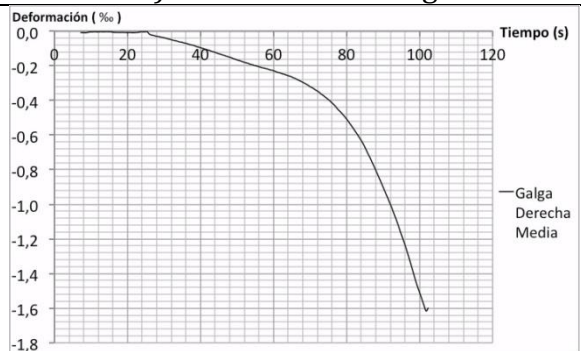
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 7	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	138,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 30 min 34 seg	
Máxima carga	182,43	kN
Desplazamiento en máxima carga	8,46	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,10	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	1,24	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,54	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	0,86	‰
Carga en rotura	31,48	kN
Desplazamiento en rotura	10,01	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,29	-
Rotura por <i>breakout</i>	79,70	kN
Rotura por <i>pryout</i>	346,86	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,526	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,715	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 27 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga. La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



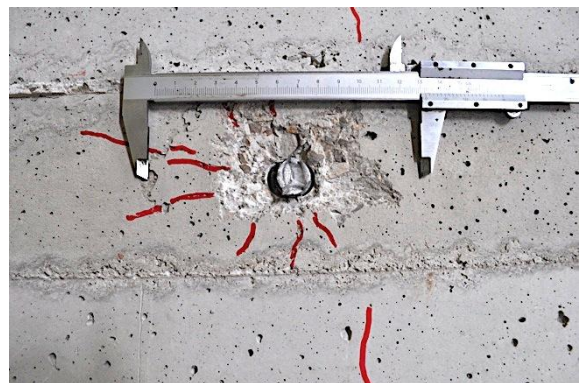
e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

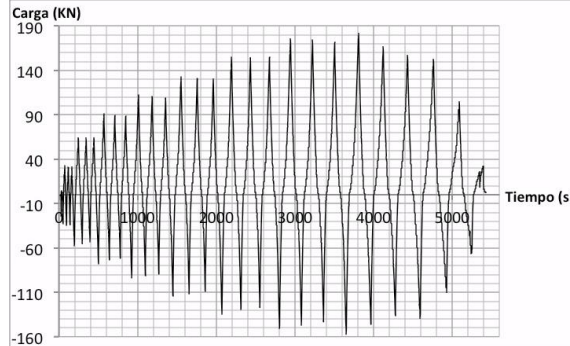


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



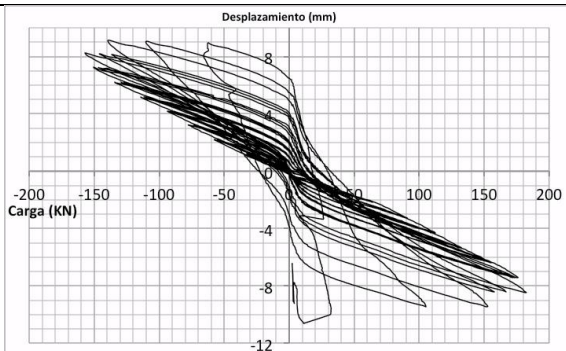
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

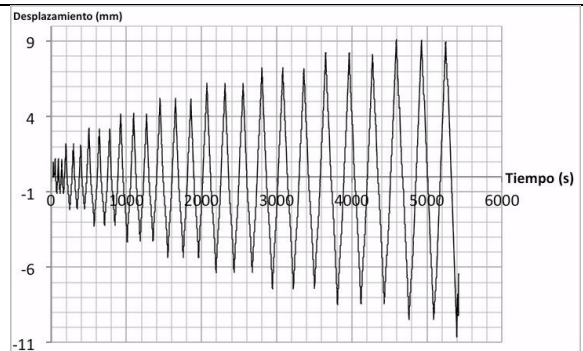


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

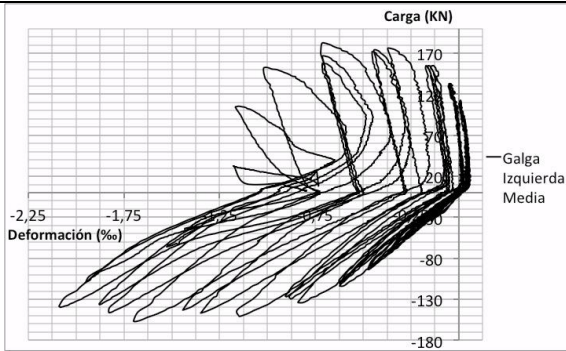


b) Carga - Desplazamiento

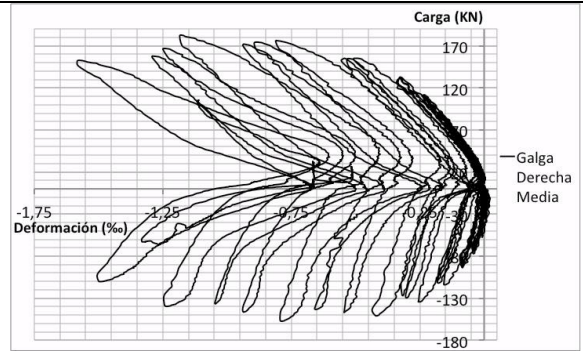


c) Tiempo - Desplazamiento

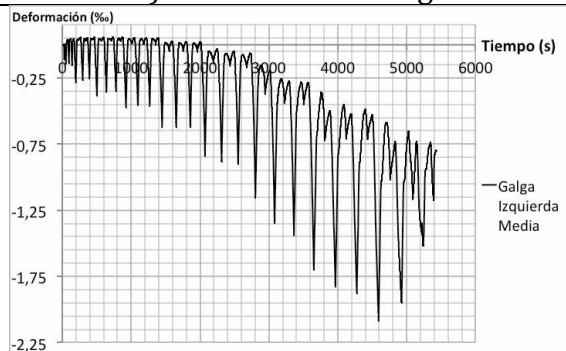
Resultados en deformaciones



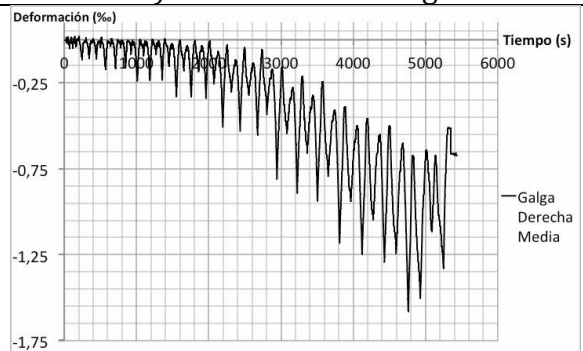
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 8	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	146	mm
h _{ef} tras la soldadura	136	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	2 h 37 min 46 seg	
Máxima carga	200,45	kN
Desplazamiento en máxima carga	10,47	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	0,70	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	0,92	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	1,23	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	1,25	‰
Carga en rotura	21,07	kN
Desplazamiento en rotura	12,22	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,26	-
Rotura por <i>breakout</i>	79,89	kN
Rotura por <i>pryout</i>	347,31	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,577	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,786	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 36 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p> <p>Hubo un corte eléctrico durante 20 minutos que afectó al ordenador de toma de datos, pero no al ordenador de control del ensayo por lo que se perdió la información durante 30 minutos, pero se retomó la toma de datos cuando fue posible.</p> <p>Puesto que el ordenador de control graba los desplazamientos del ensayo, la gráfica tiempo – desplazamiento no se ve interrumpida, pero sí lo están las gráficas de deformación y carga ya que dicho ordenador no graba estos datos.</p>



a) Alzado general



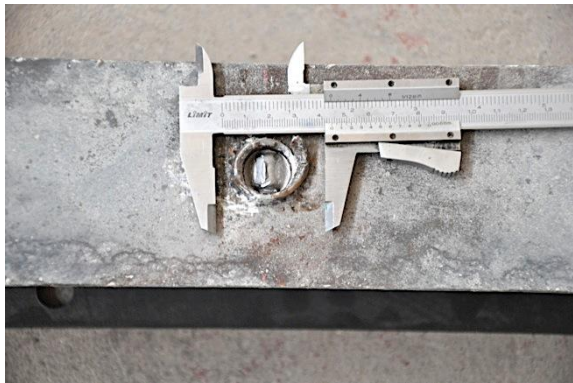
b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

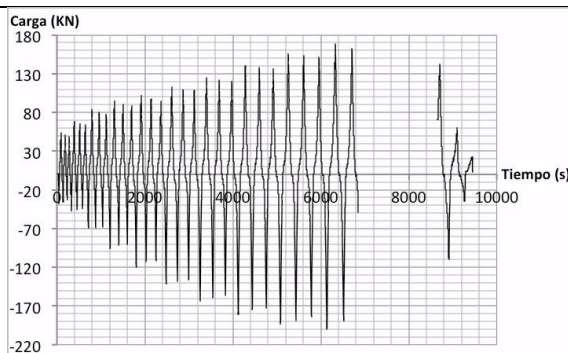


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



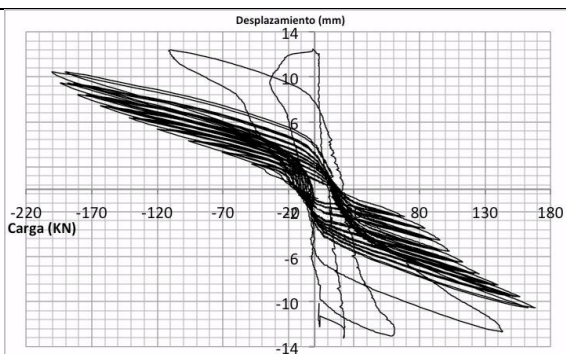
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

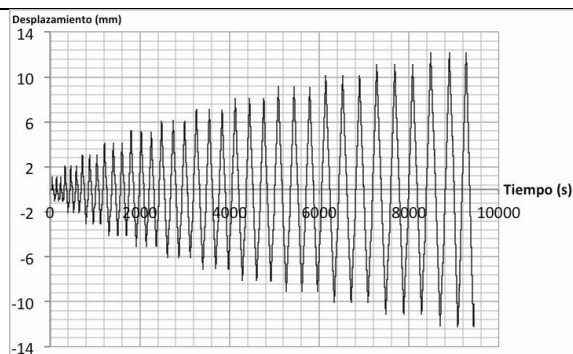


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

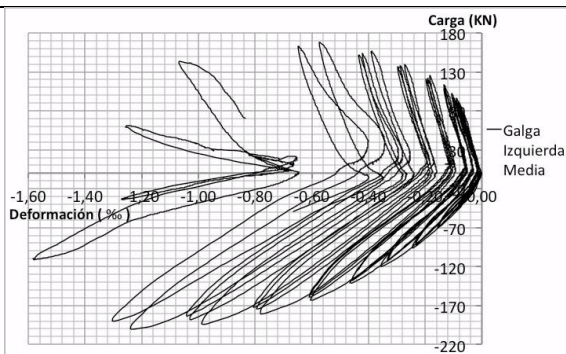


b) Carga - Desplazamiento

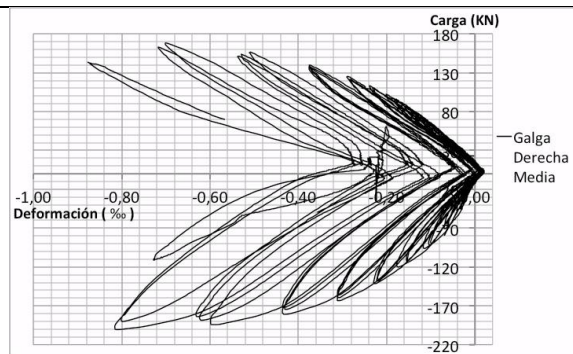


c) Tiempo - Desplazamiento

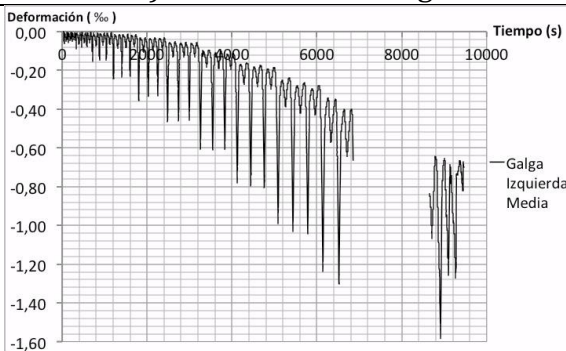
Resultados en deformaciones



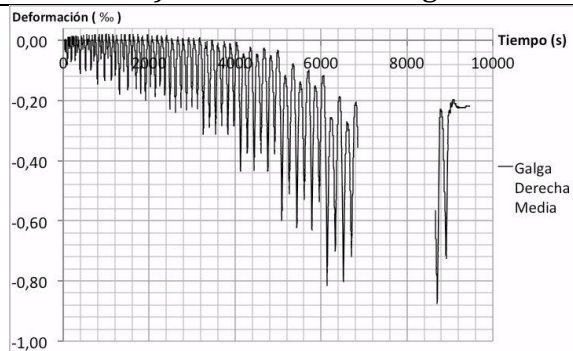
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Nombre	Test 9	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148,75	mm
h _{ef} tras la soldadura	138,25	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 7 min 48 seg	
Máxima carga	265,06	kN
Desplazamiento en máxima carga	13,05	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,69	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	2,13	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	2,30	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	2,20	‰
Carga en rotura	258,36	kN
Desplazamiento en rotura	13,69	mm

Tipo de ensayo	Cíclico - monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,30	-
Rotura por <i>breakout</i>	86,62	kN
Rotura por <i>pryout</i>	377,05	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,703	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	1,039	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 15 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga. En el último ciclo se impuso una carga creciente sin limitación de desplazamiento hasta conseguir la rotura.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

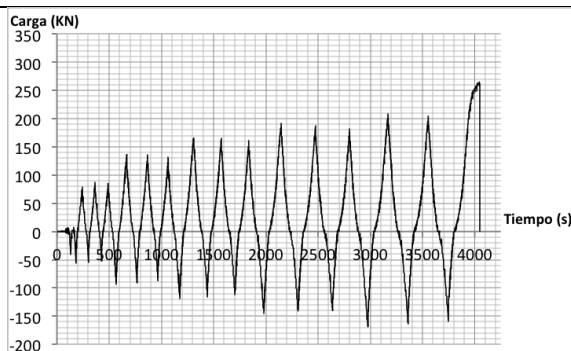


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



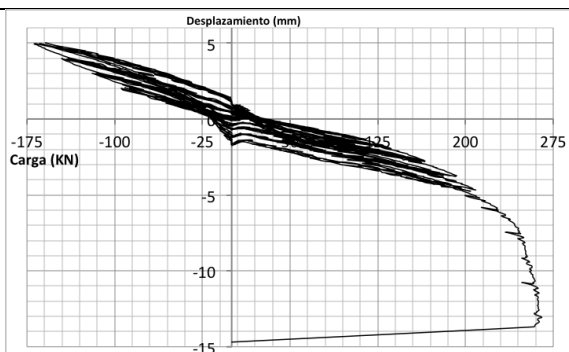
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

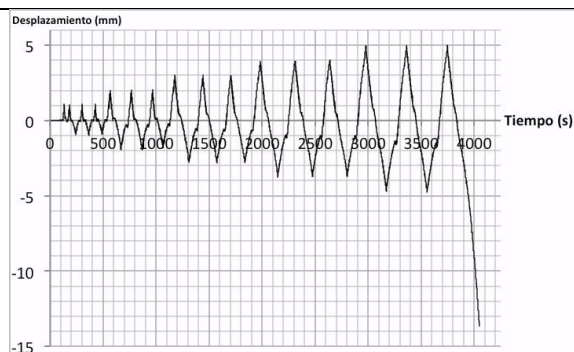


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

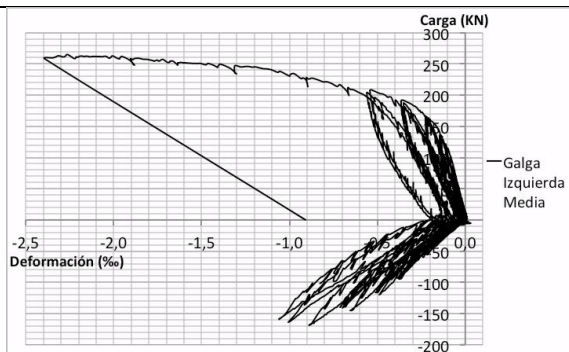


b) Carga - Desplazamiento

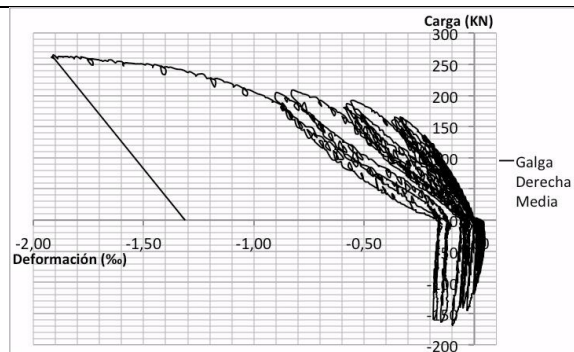


c) Tiempo - Desplazamiento

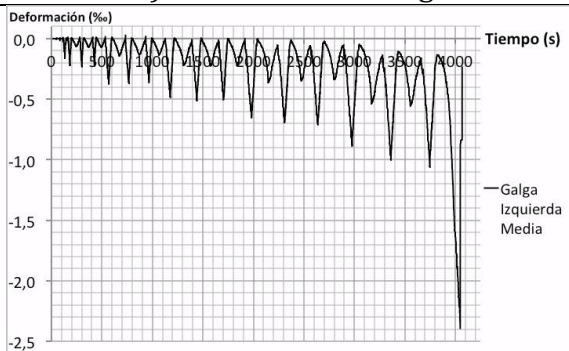
Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 10	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	146,75	mm
h _{ef} tras la soldadura	136,75	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	mm
Tiempo del ensayo	1 h 7 min 19 seg	
Máxima carga	233,49	kN
Desplazamiento en máxima carga	13,14	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	2,66	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	2,36	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	1,39	‰
Carga en rotura	231,66	kN
Desplazamiento en rotura	13,39	mm

Tipo de ensayo	Cíclico – monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,20	-
Rotura por <i>breakout</i>	86,37	kN
Rotura por <i>pryout</i>	375,61	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,622	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,915	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 15 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga. En el último ciclo se impuso una carga creciente sin limitación de desplazamiento hasta conseguir la rotura.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo una la rotura del acero.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



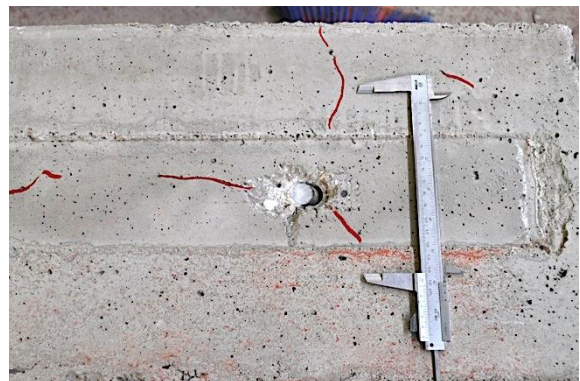
e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

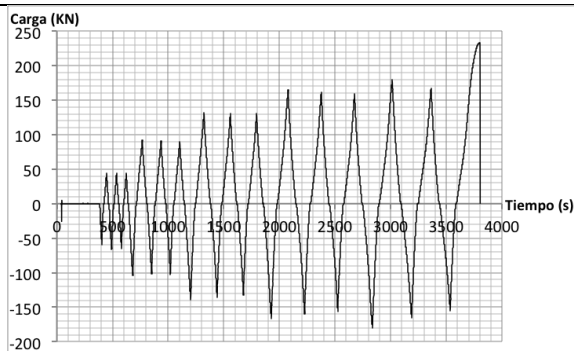


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



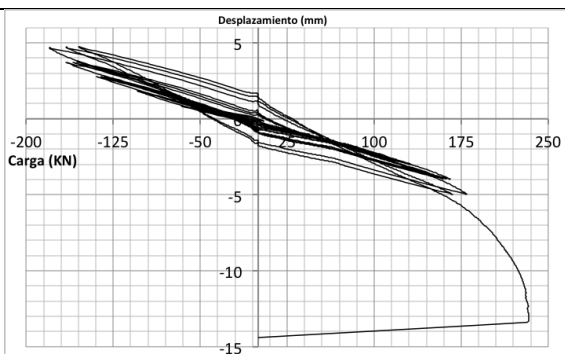
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

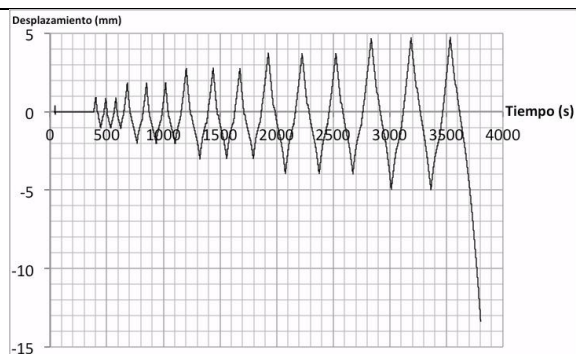


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

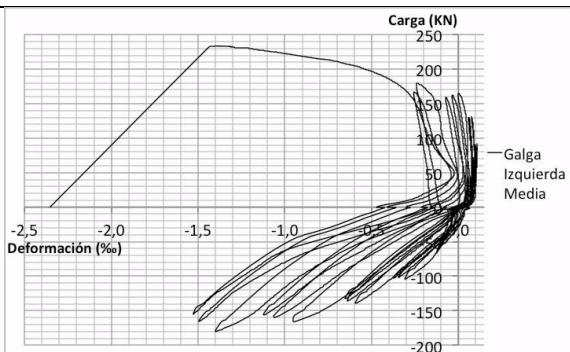


b) Carga - Desplazamiento

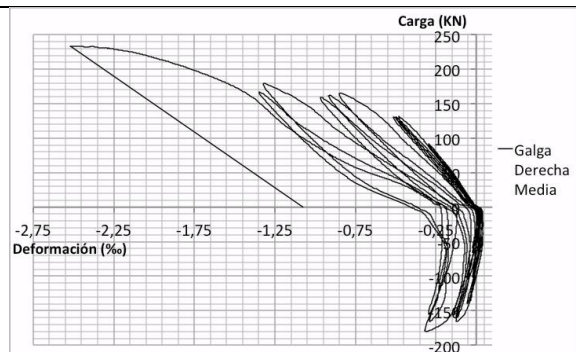


c) Tiempo - Desplazamiento

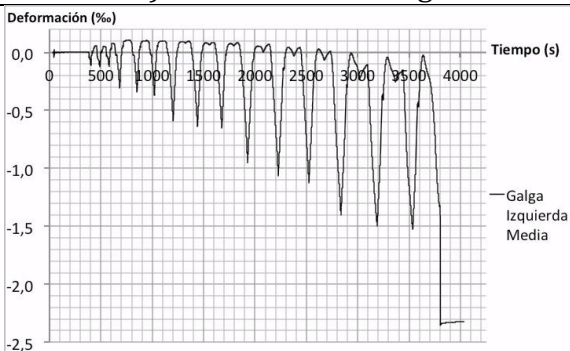
Resultados en deformaciones



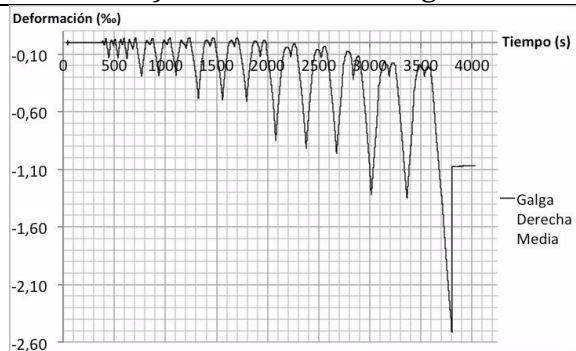
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 11	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148	mm
h _{ef} tras la soldadura	138	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	2 min 54 seg	
Máxima carga	225,02	kN
Desplazamiento en máxima carga	11,74	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,47	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	1,39	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	1,68	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	1,53	‰
Carga en rotura	112,73	kN
Desplazamiento en rotura	16,56	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,26	-
Rotura por <i>breakout</i>	80,26	kN
Rotura por <i>pryout</i>	348,22	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,646	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,882	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo al rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



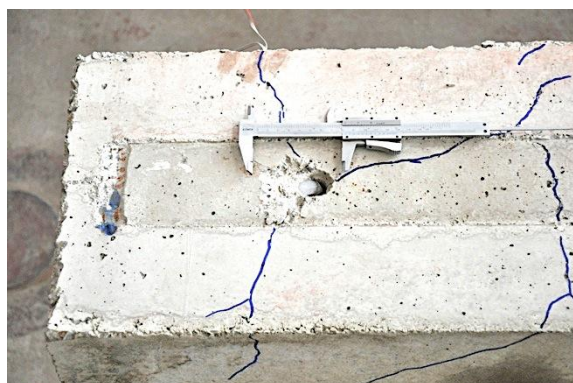
d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

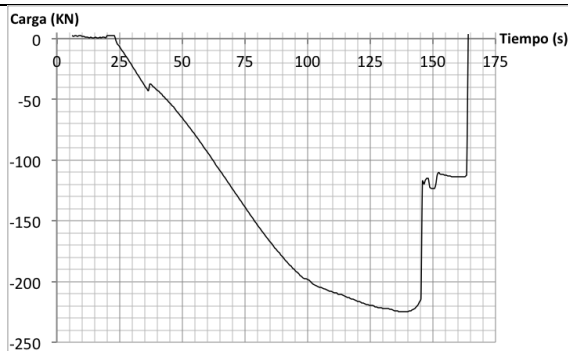


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



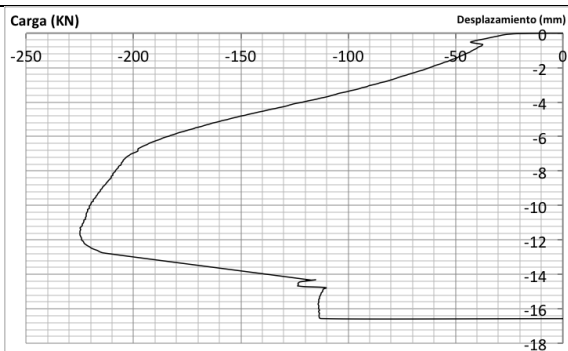
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

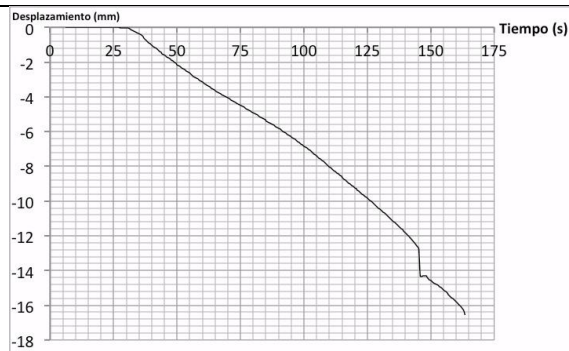


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

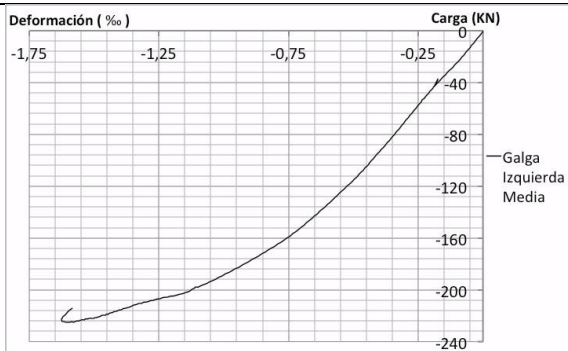


b) Carga - Desplazamiento

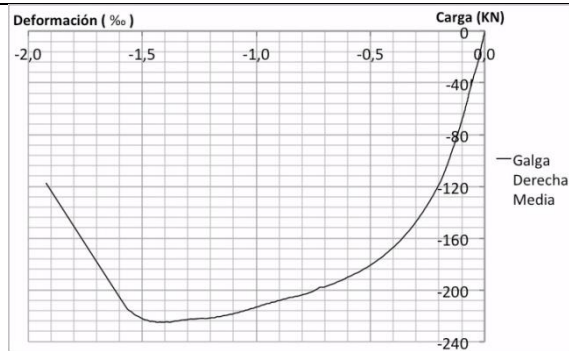


c) Tiempo - Desplazamiento

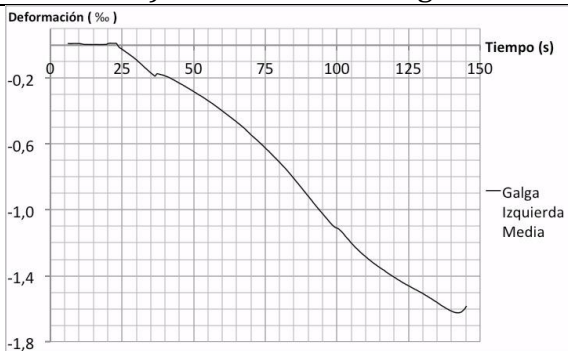
Resultados en deformaciones



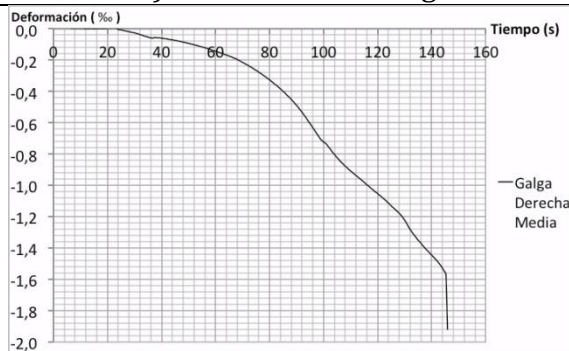
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 12	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	145,75	mm
h _{ef} tras la soldadura	135,75	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	MPa
Tiempo del ensayo	2 h 44 min 29 seg	
Máxima carga	236,10	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,54	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	0,93	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	1,18	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	0,30	‰
Carga en rotura	85,75	kN
Desplazamiento en rotura	11,95	mm

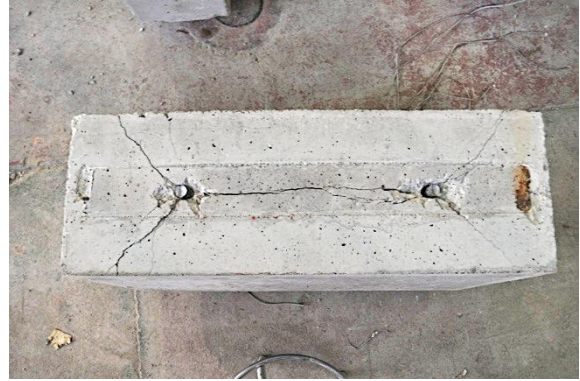
Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,17	-
Rotura por <i>breakout</i>	90,12	kN
Rotura por <i>pryout</i>	374,89	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,630	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,690	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 36 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,2 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

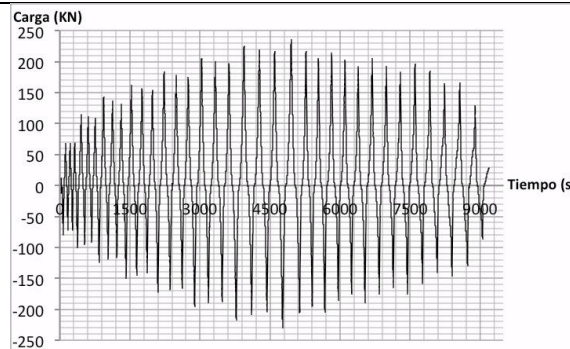


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



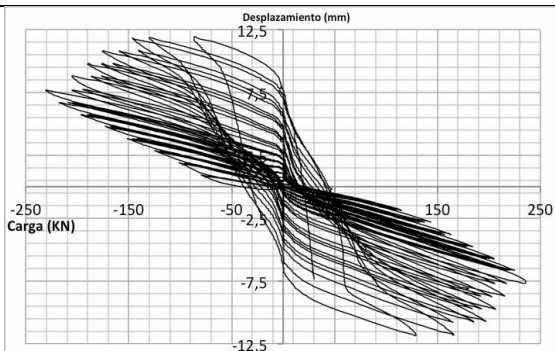
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

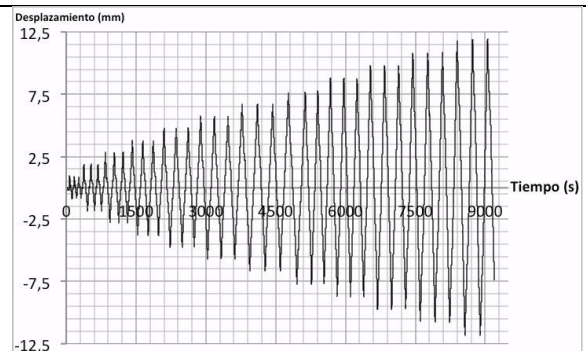


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

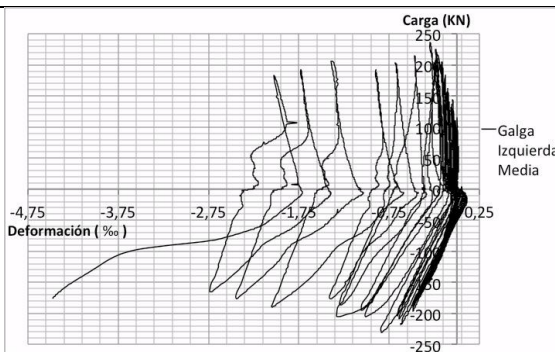


b) Carga - Desplazamiento

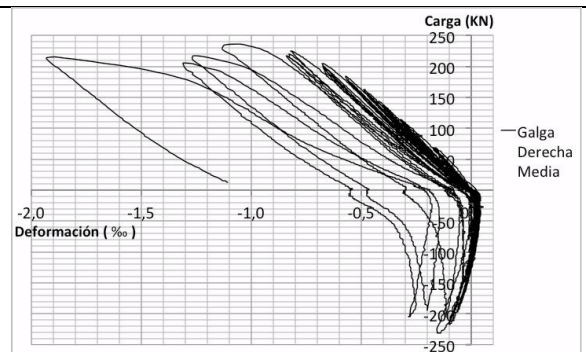


c) Tiempo - Desplazamiento

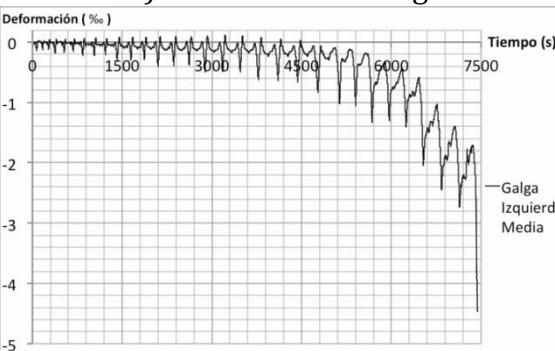
Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 13	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	138,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	3 h 3 min 28 seg	
Máxima carga	230,87	kN
Desplazamiento en máxima carga	12,5	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	0,12	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	1,87	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	55,11	kN
Desplazamiento en rotura	14,58	mm

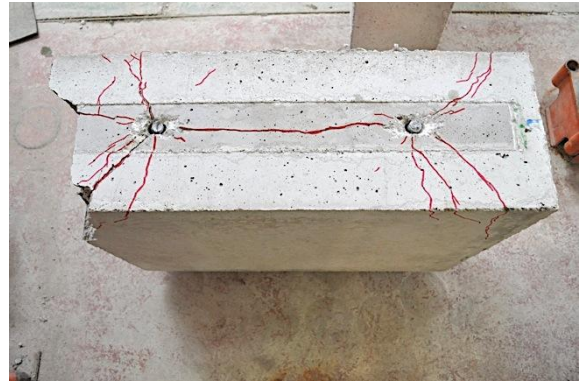
Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,30	-
Rotura por <i>breakout</i>	83,28	kN
Rotura por <i>pryout</i>	346,66	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,666	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,675	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 43 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero, pero los pernos no se rompieron simultáneamente por ello la carga de rotura es tan baja.</p>



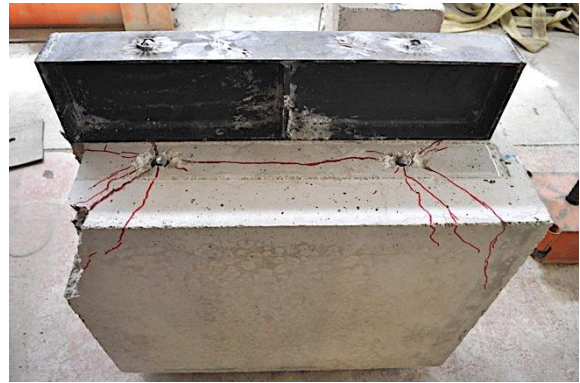
a) Detalle en rotura



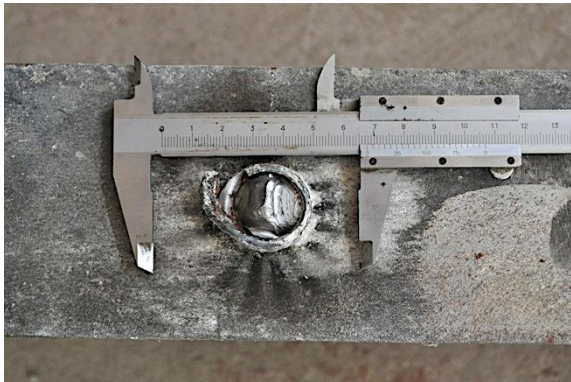
b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



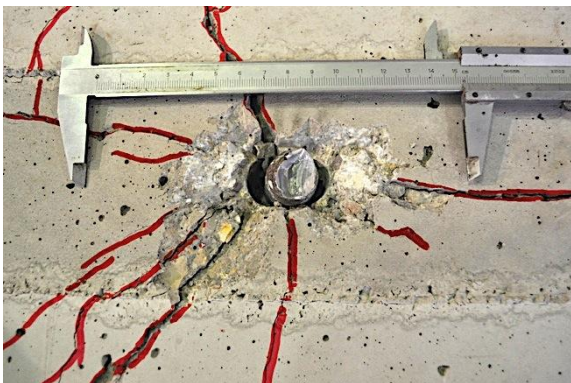
d) Alzado probeta tras rotura



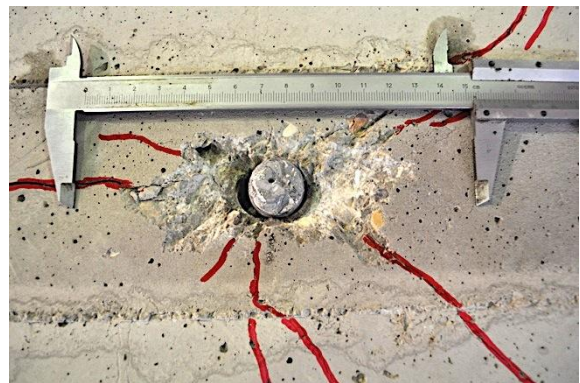
e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

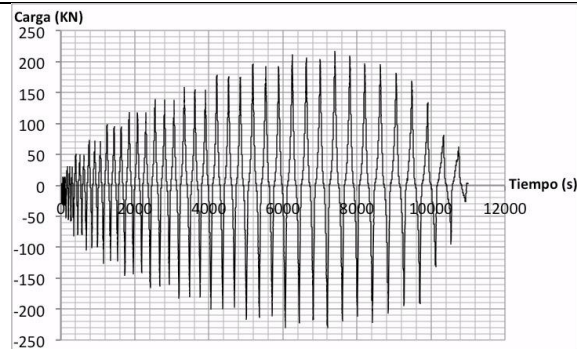


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



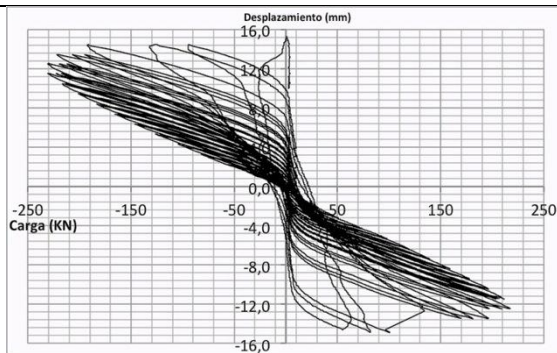
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

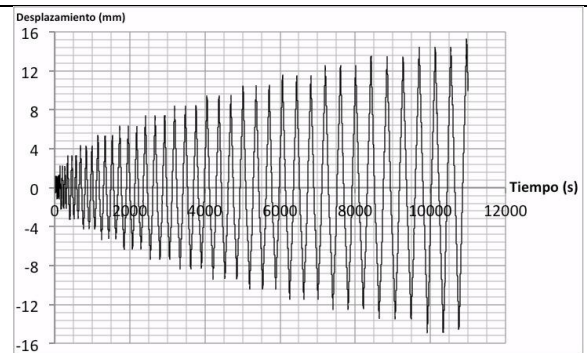


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

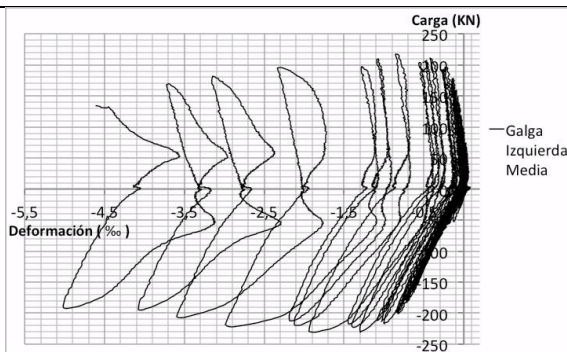


b) Carga - Desplazamiento

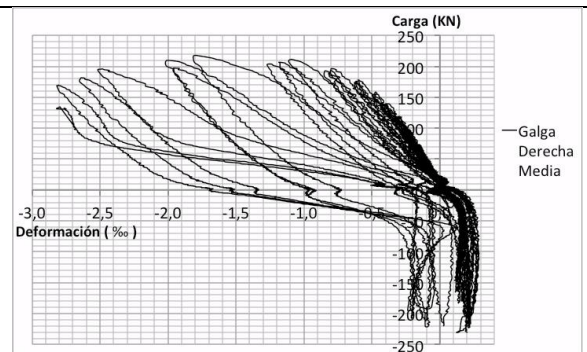


c) Tiempo - Desplazamiento

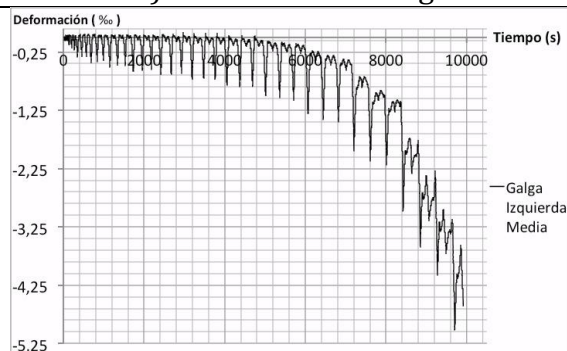
Resultados en deformaciones



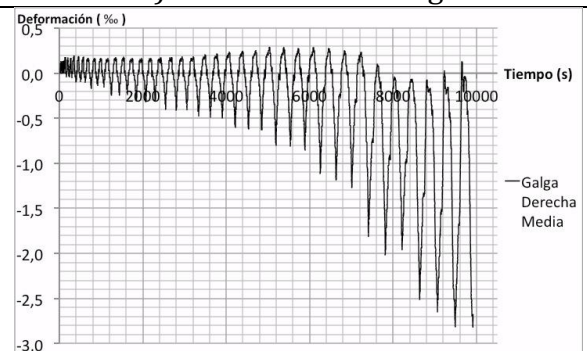
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Nombre	Test 14	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148,25	mm
h _{ef} tras la soldadura	138,25	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	Mpa
Resistencia a compresión del hormigón	48,4	Mpa
Tiempo del ensayo	31 min 30 seg	
Máxima carga	272,60	kN
Desplazamiento en máxima carga	5,45	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,68	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	3,73	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	86,12	kN
Desplazamiento en rotura	43,02	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,28	-
Rotura por <i>breakout</i>	90,45	kN
Rotura por <i>pryout</i>	376,69	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,724	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,797	-

Descripción del ensayo
<p>Se produjo un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero por un fallo en la soldadura. Esto fue debido a una mala ejecución de la soldadura entre el perno y la IPE ya que al eliminar los restos de la soldadura con una radial se observaron irregularidades que no aparecían en ninguno de los otros ensayos.</p> <p>Hubo un corte eléctrico durante 15 minutos que afectó al ordenador de toma de datos, pero no al ordenador de control del ensayo por lo que se perdió la información durante 23 minutos, pero se retomó la toma de datos cuando fue posible.</p> <p>Puesto que el ordenador de control también graba el desplazamiento del ensayo, la gráfica tiempo – desplazamiento no se ve interrumpida, pero sí lo está la gráfica de carga ya que dicho ordenador no graba estos datos.</p>



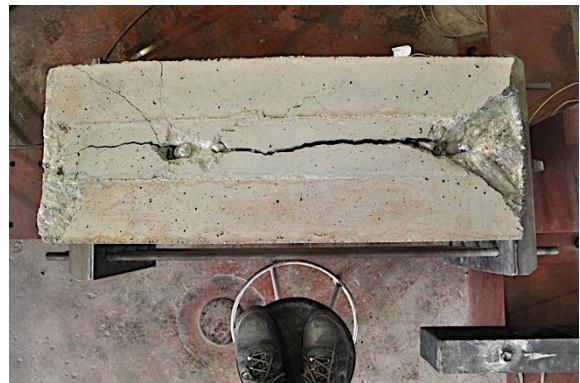
a) Detalle en rotura



b) Alzado probeta tras rotura



c) Detalle armadura transversal



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Detalle IPE tras pasar la radial

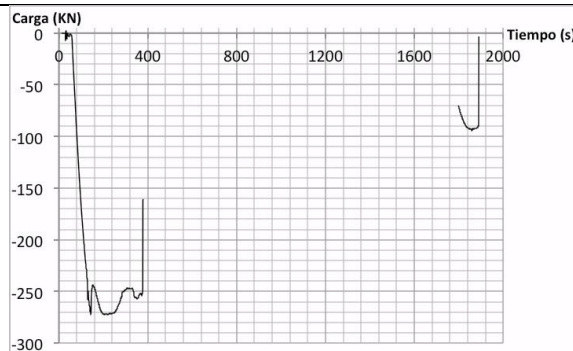


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



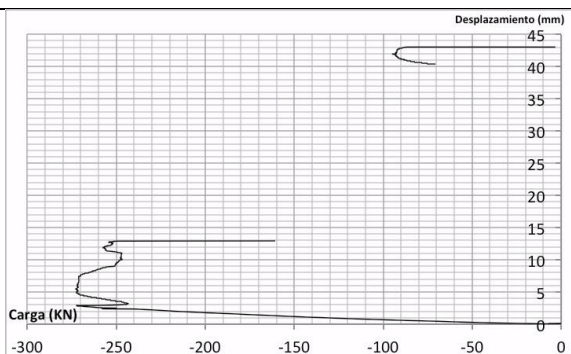
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

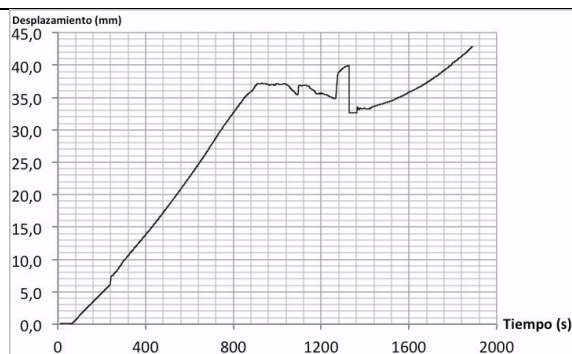


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

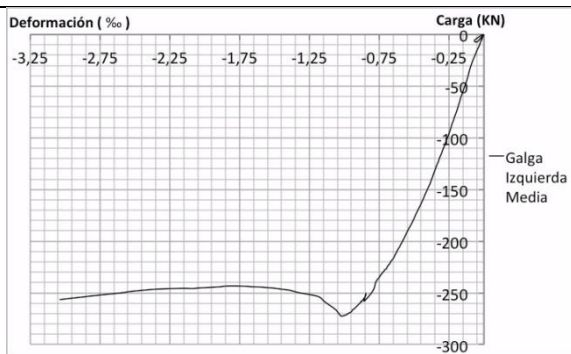


b) Carga - Desplazamiento

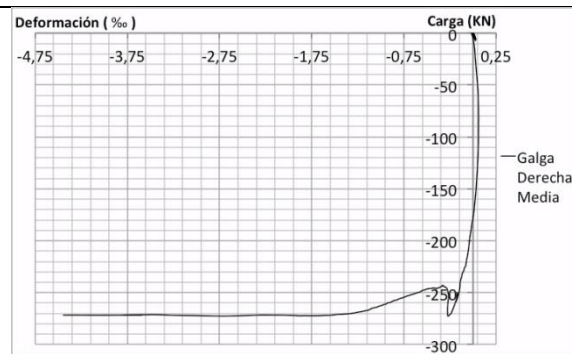


c) Tiempo - Desplazamiento

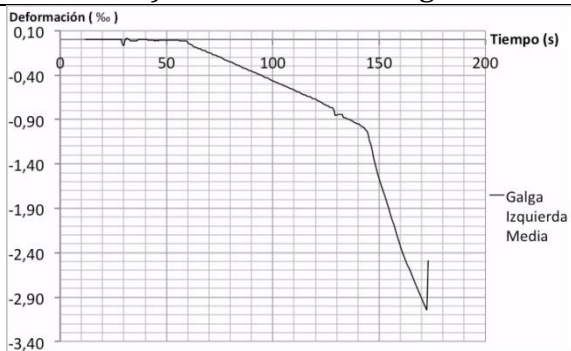
Resultados en deformaciones



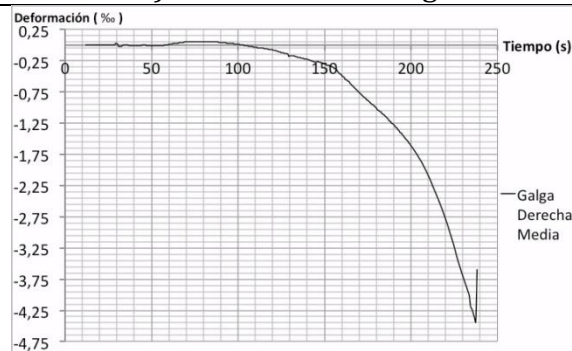
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



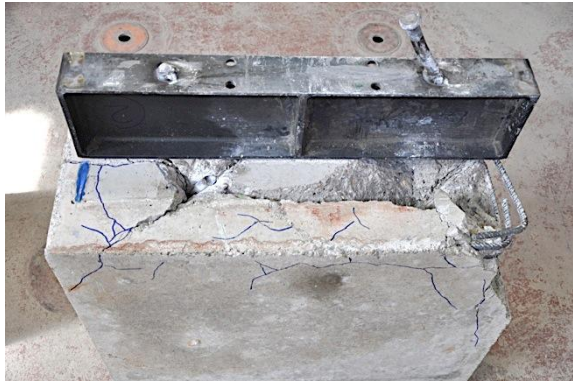
g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 15	
Disposición de los pernos	PPSEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre los pernos	450	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148	mm
h _{ef} tras la soldadura	138	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	Mpa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	Mpa
Tiempo del ensayo	8 min 17 seg	
Máxima carga	300,01	kN
Desplazamiento en máxima carga	12,74	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	1,06	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	14,92	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	1,54	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	121,61	kN
Desplazamiento en rotura	65,73	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i> y acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,27	-
Rotura por <i>breakout</i>	83,63	kN
Rotura por <i>pryout</i>	348,22	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,862	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,877	-

Descripción del ensayo
<p>Se produjo un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo una rotura mixta.</p>



a) Alzado probeta tras rotura



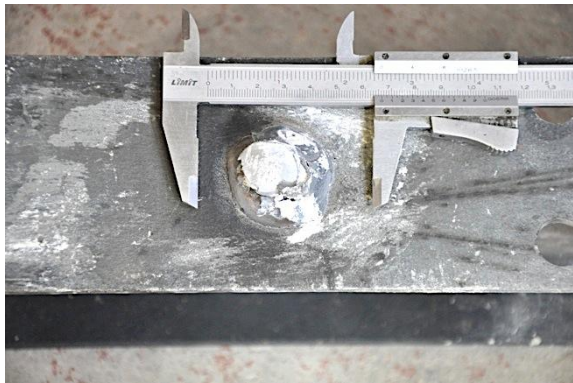
b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Detalle armadura transversal



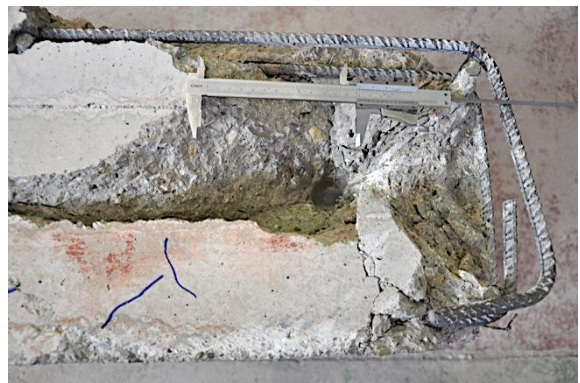
e) Detalle perno izquierdo tras rotura



f) Detalle perno derecho tras rotura

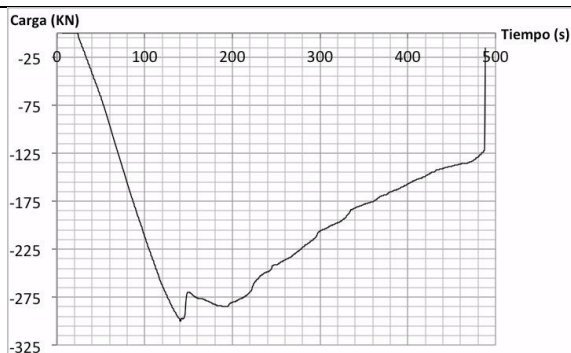


g) Detalle perno izquierdo tras rotura



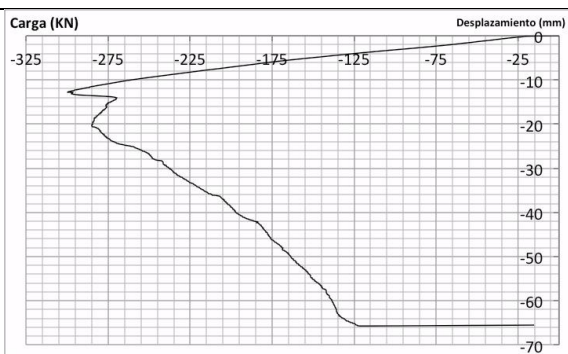
h) Detalle perno derecho tras rotura

Aplicación de la carga

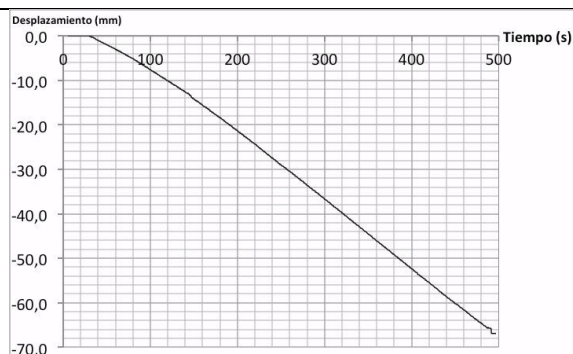


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

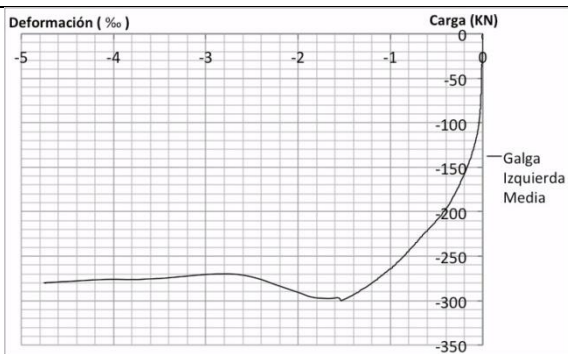


b) Carga - Desplazamiento

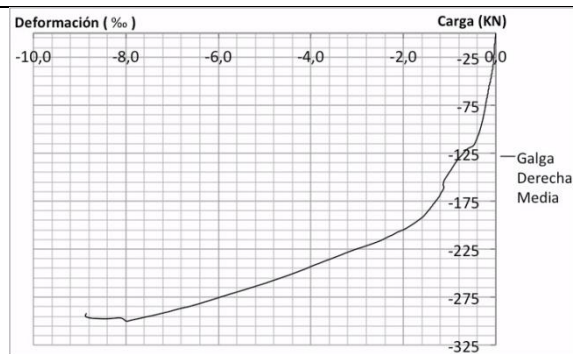


c) Tiempo - Desplazamiento

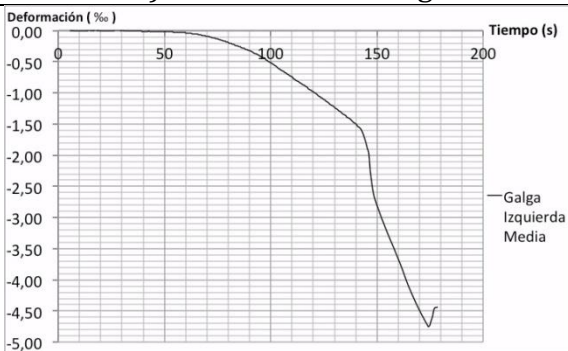
Resultados en deformaciones



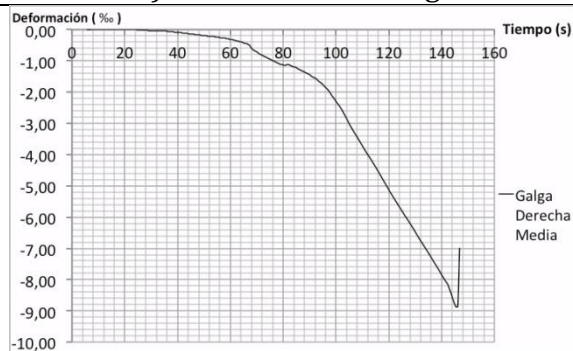
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Nombre	Test 16	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	99	mm
h _{ef} tras la soldadura	89	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 1 min 6 seg	
Máxima carga	67,34	kN
Desplazamiento en máxima carga	5,87	mm
Carga en rotura	31,47	kN
Desplazamiento en rotura	6,98	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,68	-
Rotura por <i>breakout</i>	51,88	kN
Rotura por <i>pryout</i>	104,35	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,645	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,528	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 22 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p> <p>No se disponen de resultados de deformación puesto que las dos galgas dispuestas en el perno se averiaron durante la fase del hormigonado.</p>



a) Alzado general



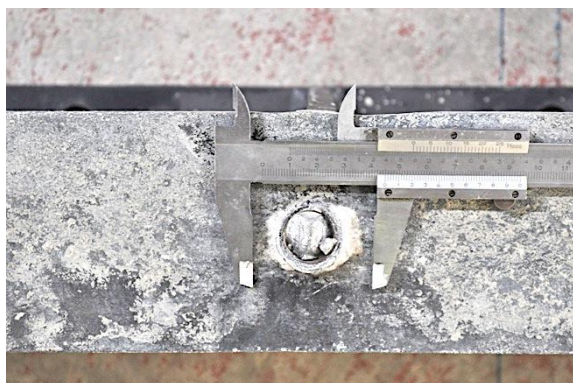
b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



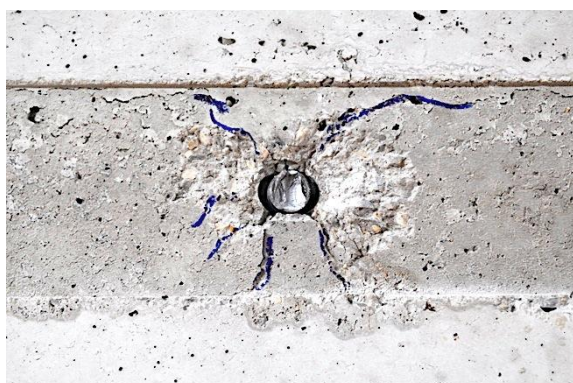
d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

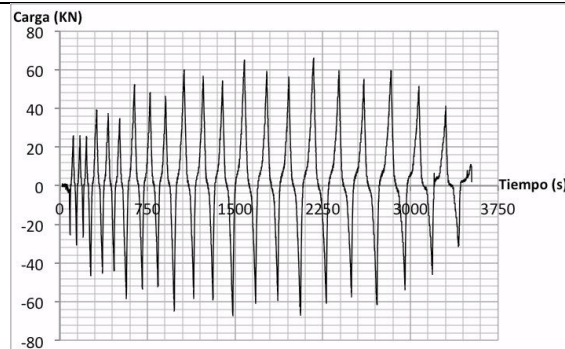


g) Detalle perno tras rotura



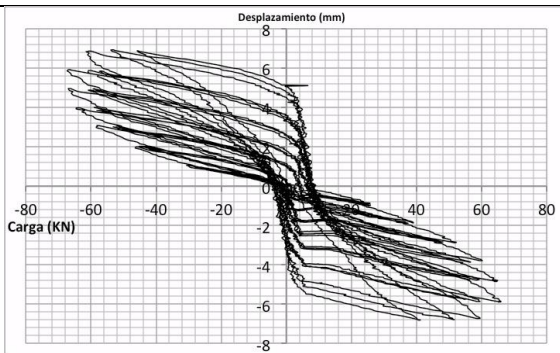
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

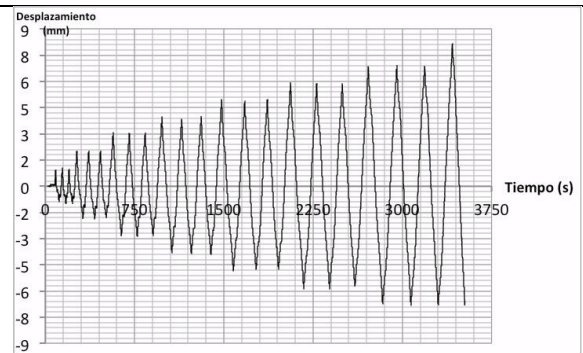


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos



b) Carga - Desplazamiento



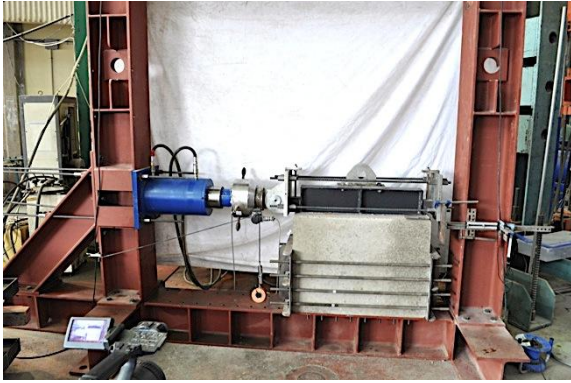
c) Tiempo - Desplazamiento

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 17	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	96	mm
h _{ef} tras la soldadura	86	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 27 min 14 seg	
Máxima carga	112,87	kN
Desplazamiento en máxima carga	9,49	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	3,89	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	3,77	‰
Carga en rotura	73,60	kN
Desplazamiento en rotura	10,21	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,53	-
Rotura por <i>breakout</i>	66,98	kN
Rotura por <i>pryout</i>	128,85	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,876	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,885	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 23 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos de carga hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo al rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Detalle perno tras rotura

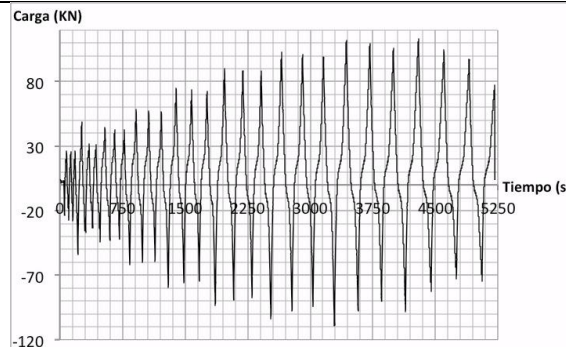


g) Detalle perno tras rotura



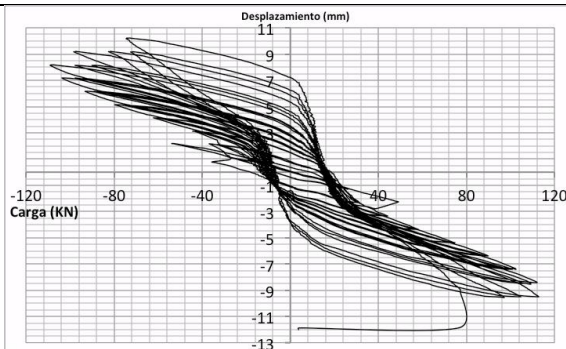
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

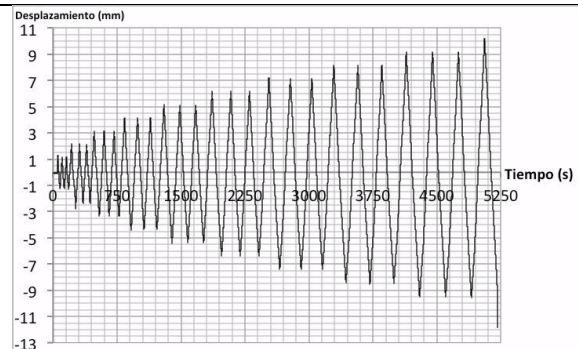


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

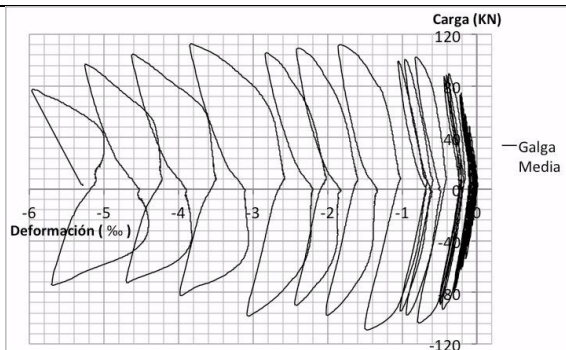


b) Carga - Desplazamiento

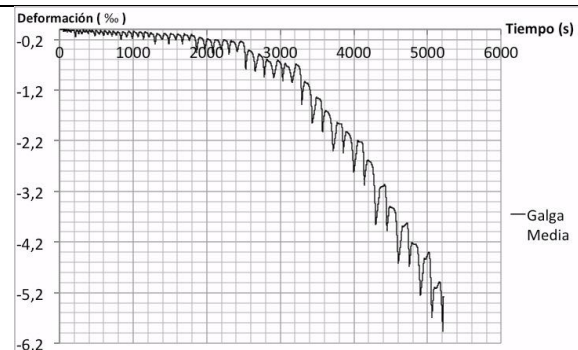


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 18	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	99	mm
h _{ef} tras la soldadura	89	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	6 min 6 seg	
Máxima carga	97,71	kN
Desplazamiento en máxima carga	11,23	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	10,11	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	40,64	kN
Desplazamiento en rotura	35,66	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,68	-
Rotura por <i>breakout</i>	51,88	kN
Rotura por <i>pryout</i>	104,75	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,933	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,766	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Detalle en rotura



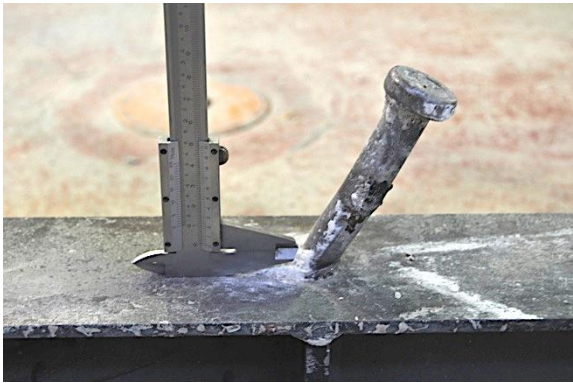
b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

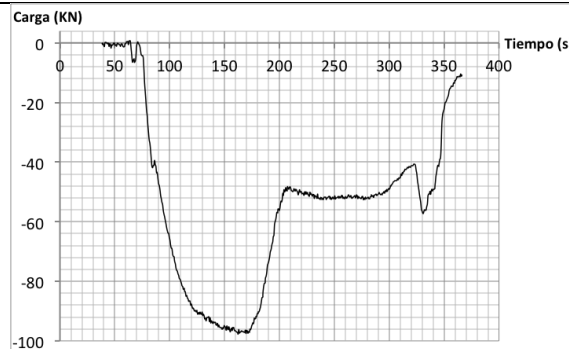


g) Detalle perno tras rotura



h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

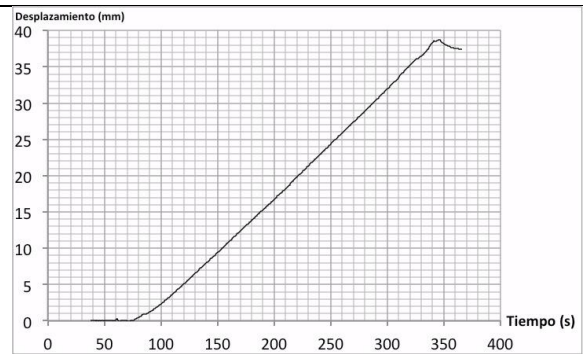


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

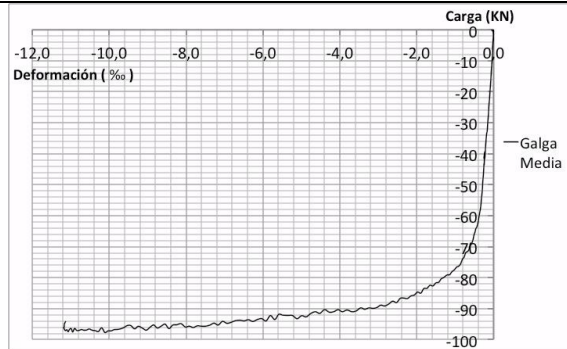


b) Carga - Desplazamiento

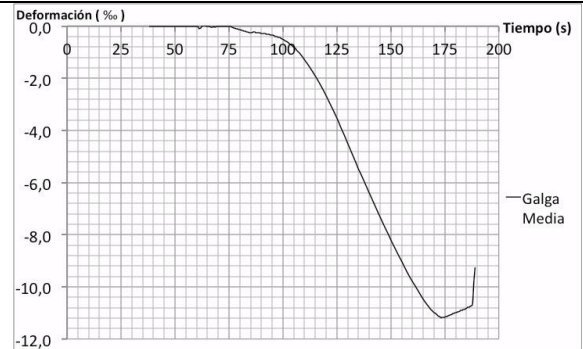


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 19	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	98	mm
h _{ef} tras la soldadura	88	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	2 min 47 seg	
Máxima carga	120,31	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,09	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	2,86	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	2,37	‰
Carga en rotura	76,74	kN
Desplazamiento en rotura	11,59	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,63	-
Rotura por <i>breakout</i>	67,29	kN
Rotura por <i>pryout</i>	133,37	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,902	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,943	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



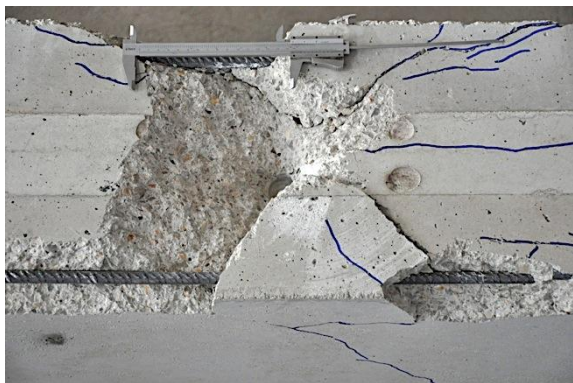
d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Detalle perno tras rotura

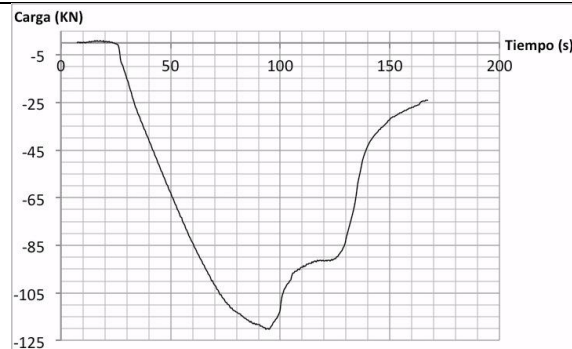


g) Detalle perno tras rotura



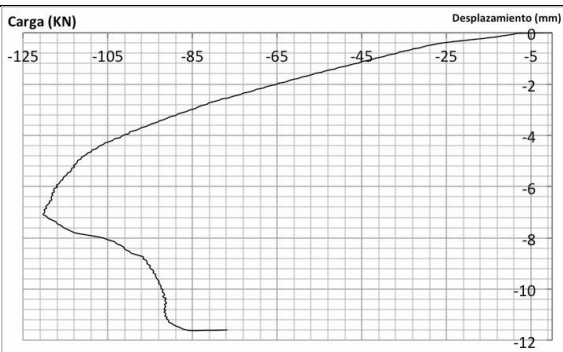
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

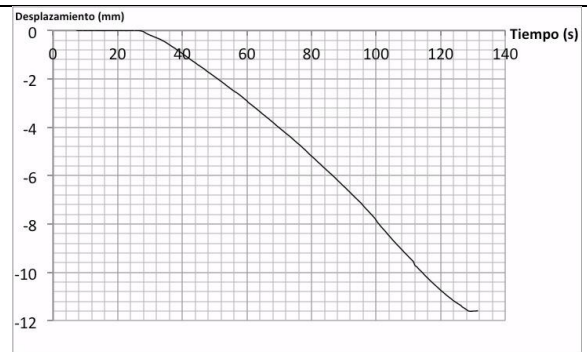


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

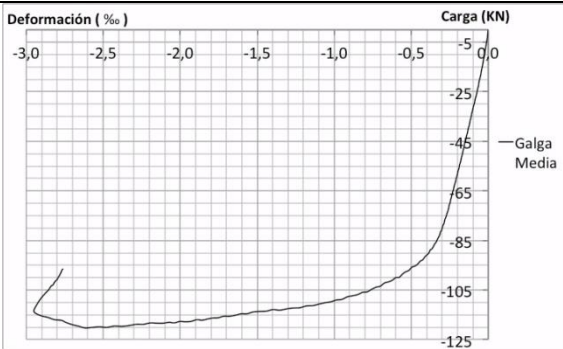


b) Carga - Desplazamiento

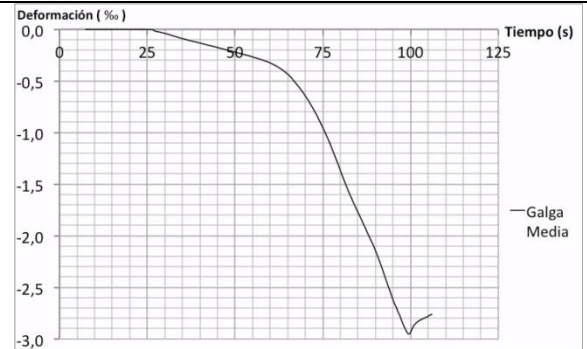


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 20	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	150	mm
h _{ef} tras la soldadura	140	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	34 min 2 seg	
Máxima carga	94,63	kN
Desplazamiento en máxima carga	2,25	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	1,19	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	1,07	‰
Carga en rotura	40,10	kN
Desplazamiento en rotura	4,27	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,37	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,48	kN
Rotura por <i>pryout</i>	173,93	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,544	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,742	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 12 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



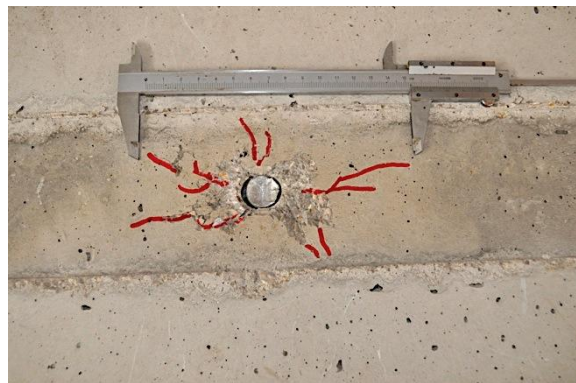
e) Detalle perno tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

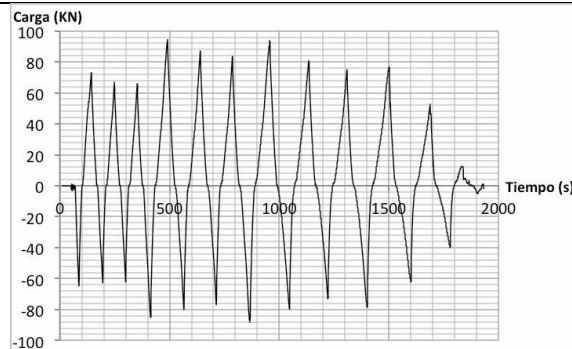


g) Detalle perno tras rotura



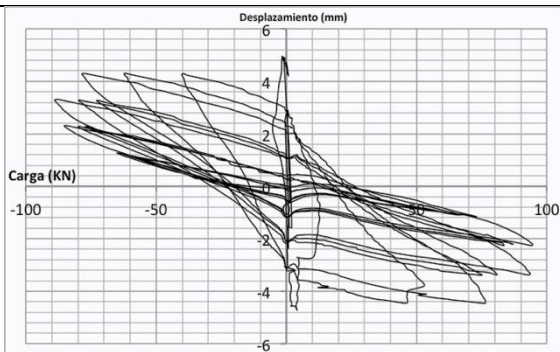
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

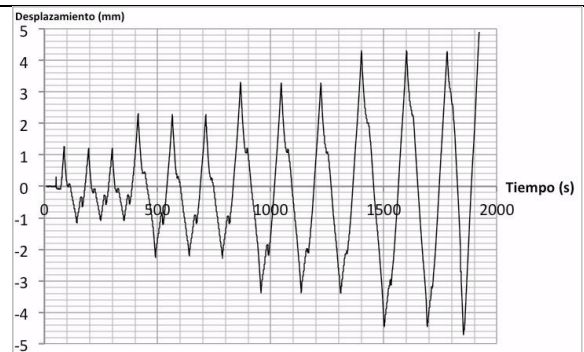


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

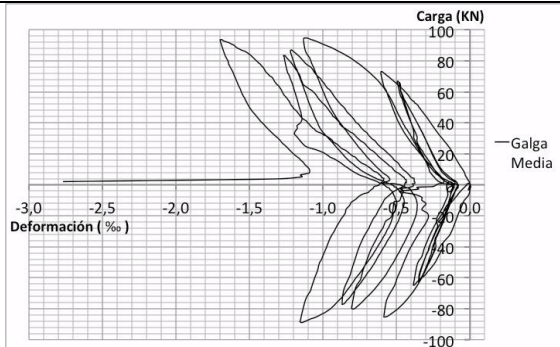


b) Carga - Desplazamiento

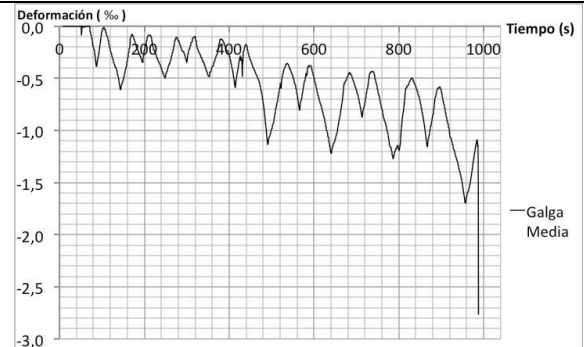


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 21	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	19	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	150	mm
h _{ef} tras la soldadura	140	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	5 min 13 seg	
Máxima carga	120,74	kN
Desplazamiento en máxima carga	12,41	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	112,35	kN
Desplazamiento en rotura	13,54	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,37	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,48	kN
Rotura por <i>pryout</i>	173,93	kN
Rotura del acero	127,59	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,694	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,946	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura del acero. No se disponen de resultados de deformación puesto que las dos galgas dispuestas en el perno se averiaron durante la fase del hormigonado.</p>



a) Alzado general



b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



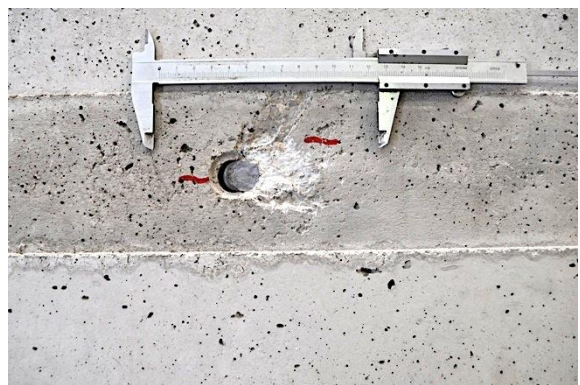
e) Detalle perno tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

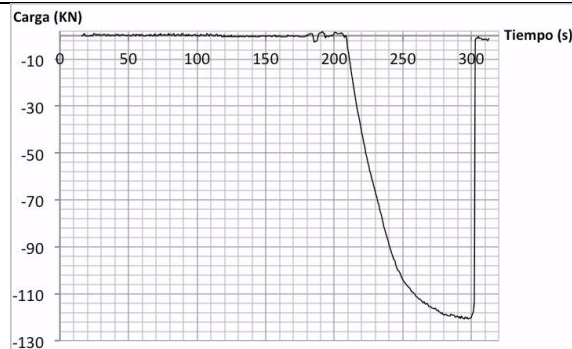


g) Detalle perno tras rotura



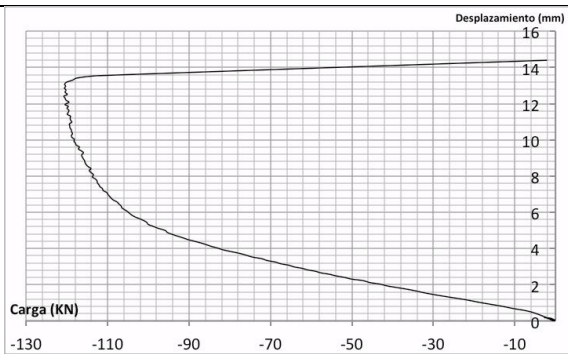
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

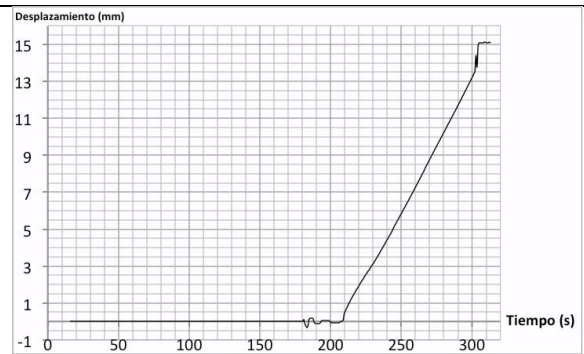


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos



b) Carga - Desplazamiento



c) Tiempo - Desplazamiento

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 22	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	22	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	146	mm
h _{ef} tras la soldadura	136	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 49 min 16 seg	
Máxima carga	156,15	kN
Desplazamiento en máxima carga	9,57	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	111,15	kN
Desplazamiento en rotura	12,01	mm

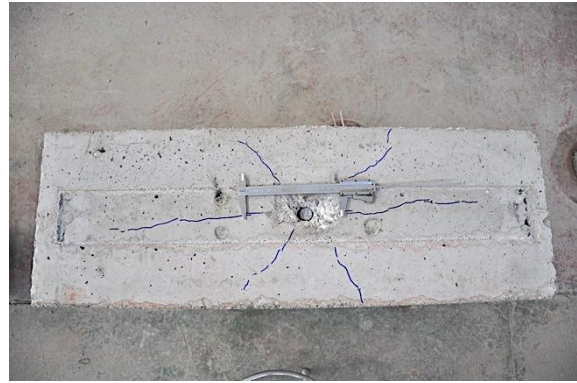
Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,18	-
Rotura por <i>breakout</i>	76,80	kN
Rotura por <i>pryout</i>	173,32	kN
Rotura del acero	171,06	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,901	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,913	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 31 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por el acero.</p>



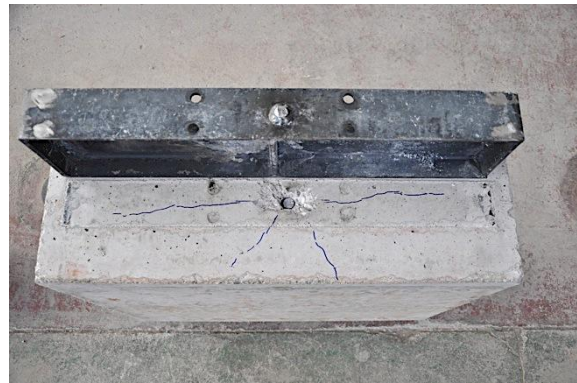
a) Alzado general



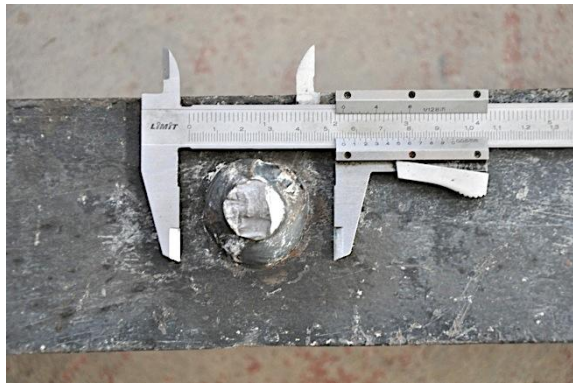
b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



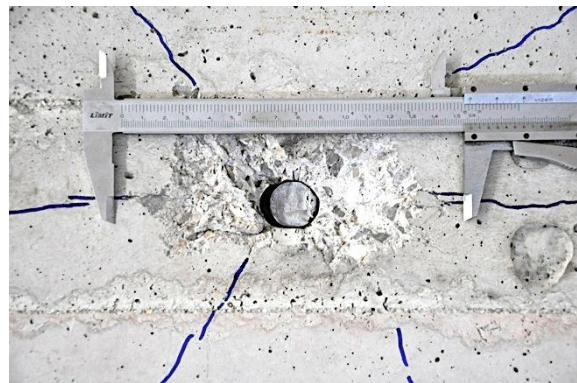
e) Detalle perno tras rotura



e) Detalle perno tras rotura

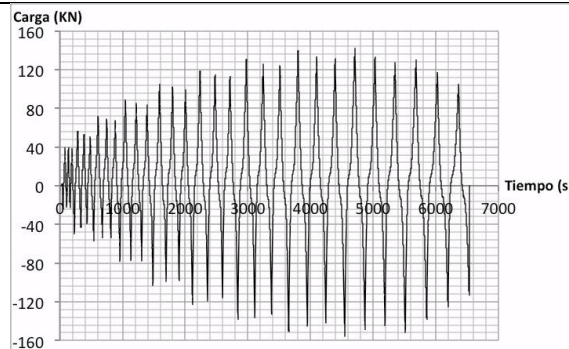


g) Detalle perno tras rotura



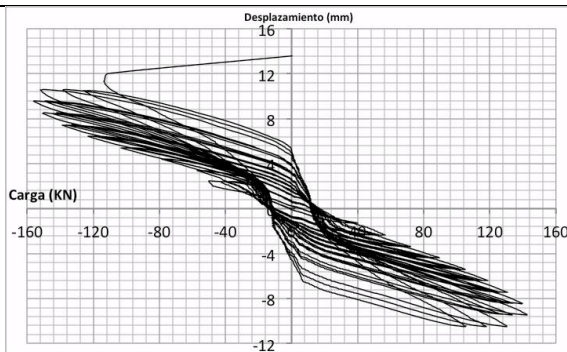
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

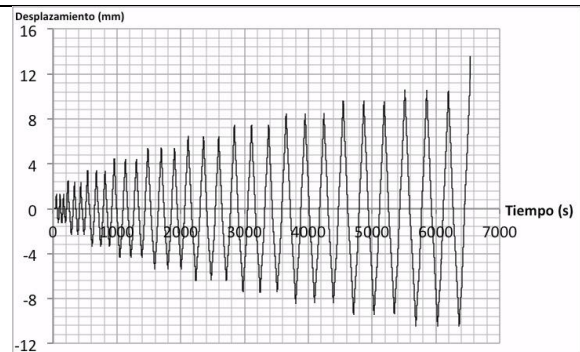


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

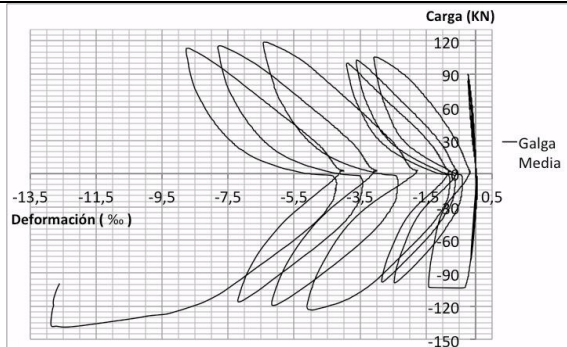


b) Carga - Desplazamiento

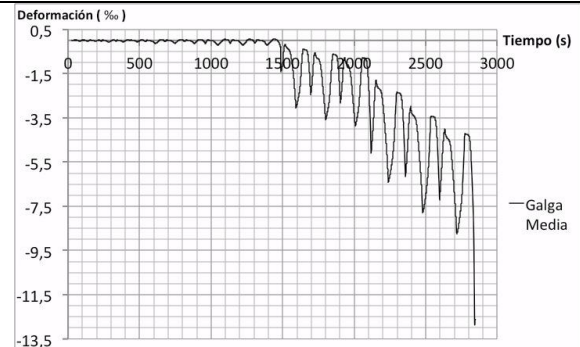


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 23	
Disposición de los pernos	PI	
Diámetro pernos	22	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	145	mm
h _{ef} tras la soldadura	135	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	37,5	MPa
Tiempo del ensayo	6 min 36 seg	
Máxima carga	157,86	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,02	mm
Deformación galga delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	29,40	kN
Desplazamiento en rotura	28,48	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,14	-
Rotura por <i>breakout</i>	72,90	kN
Rotura por <i>pryout</i>	164,76	kN
Rotura del acero	171,06	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,958	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,923	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>. La deformación de 1,6 ‰ en la galga trasera en carga máxima se ha obtenido de prolongar la gráfica ya que la galga falla en la parte asintótica de la gráfica.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



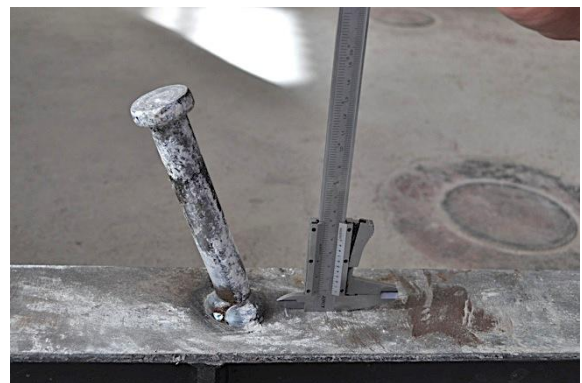
c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle perno tras rotura



f) Detalle perno tras rotura

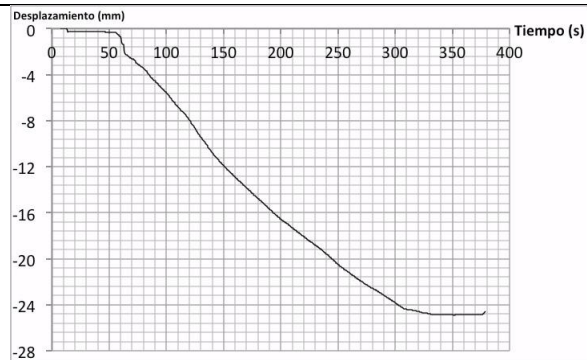


g) Detalle perno tras rotura



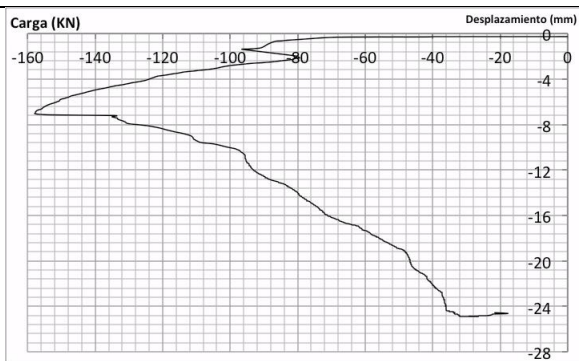
h) Detalle perno tras rotura

Aplicación de la carga

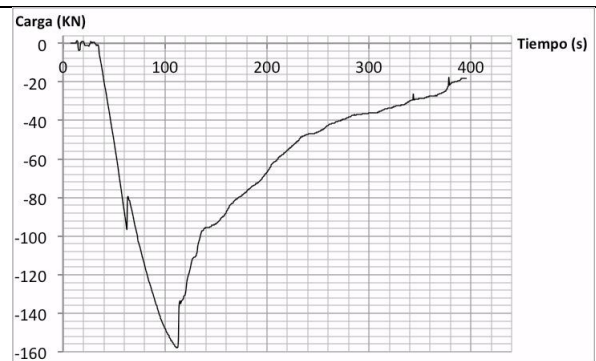


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

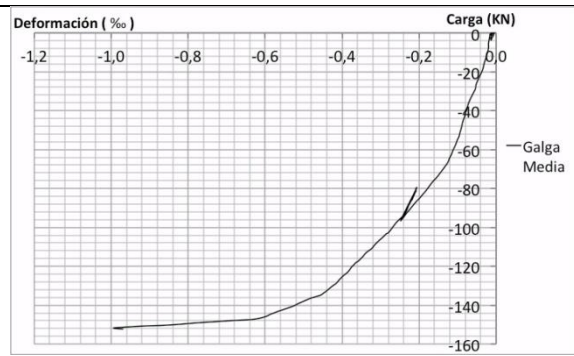


b) Carga - Desplazamiento

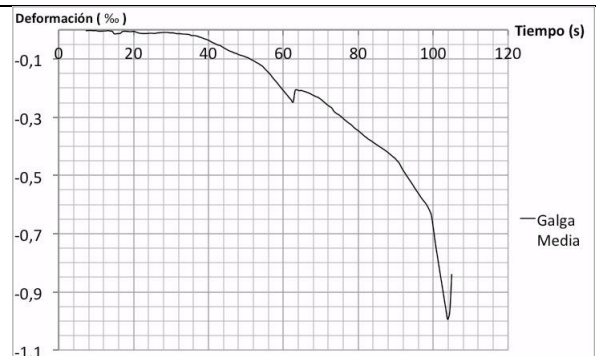


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

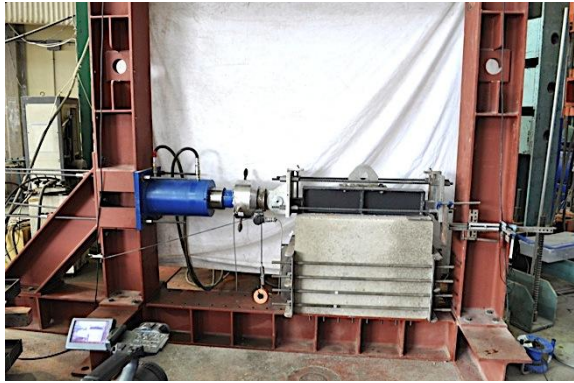
Datos del ensayo		
Ensayo	Test 24	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	49,5	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	100	mm
h _{ef} tras la soldadura	90	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	2 h 12 min 48 seg	
Máxima carga	127,61	kN
Desplazamiento en máxima carga	6,87	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	0,71	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	1,04	‰
Carga en rotura	35,27	kN
Desplazamiento en rotura	11,8	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,74	-
Rotura por <i>breakout</i>	52,00	kN
Rotura por <i>pryout</i>	115,75	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,050	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,500	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,0908	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 34 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

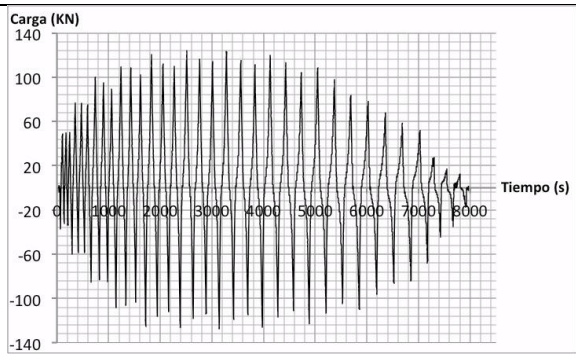


g) Detalle pernos tras rotura



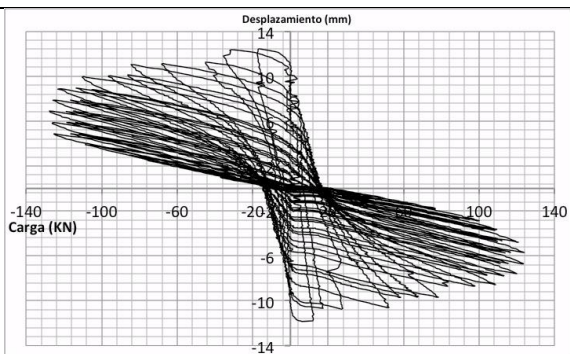
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

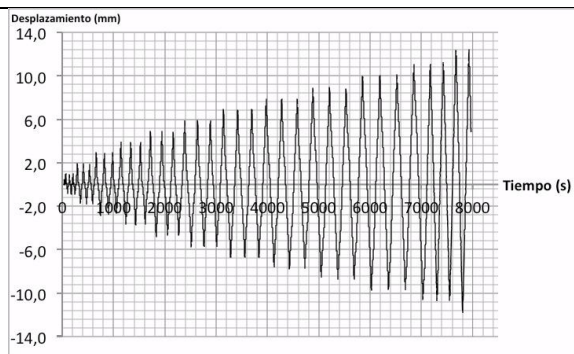


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

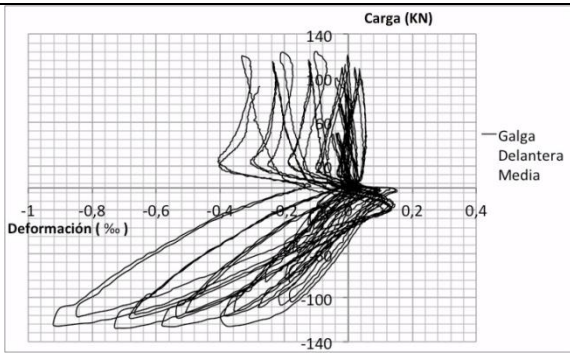


b) Carga - Desplazamiento

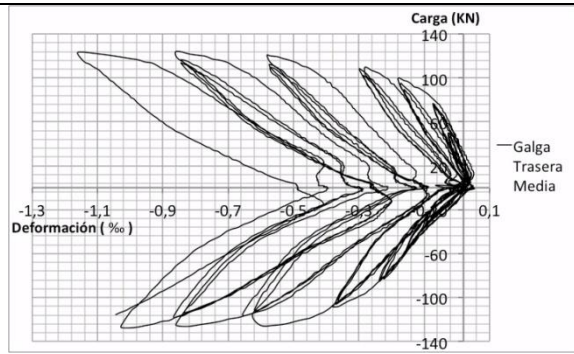


c) Tiempo - Desplazamiento

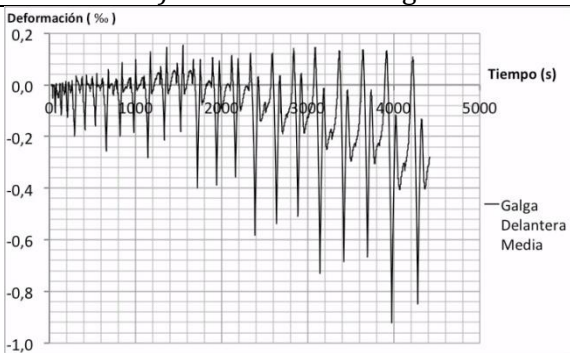
Resultados en deformaciones



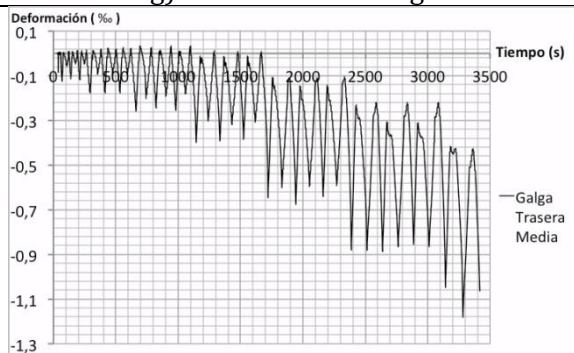
f) Deformación - Carga



g) Deformación - Carga



d) Tiempo - Deformación



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 25	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	46	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	99	mm
h _{ef} tras la soldadura	89	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 35 min 8 seg	
Máxima carga	173,11	kN
Desplazamiento en máxima carga	9,93	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	0,68	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	0,81	‰
Carga en rotura	84,70	kN
Desplazamiento en rotura	9,16	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,68	-
Rotura por <i>breakout</i>	67,52	kN
Rotura por <i>pryout</i>	150,70	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,149	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,678	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,0942	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 27 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

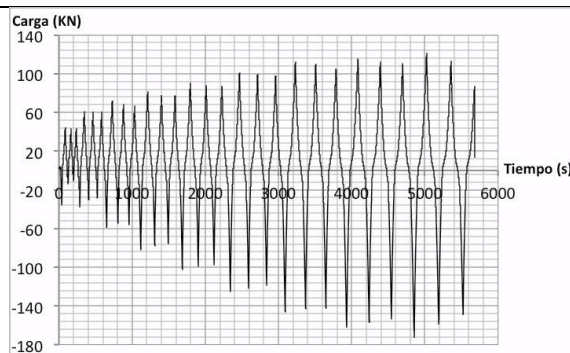


g) Detalle pernos tras rotura



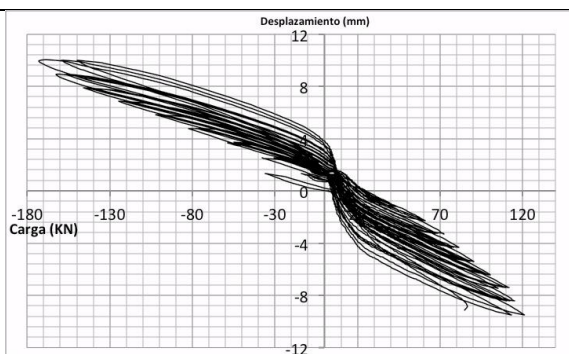
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

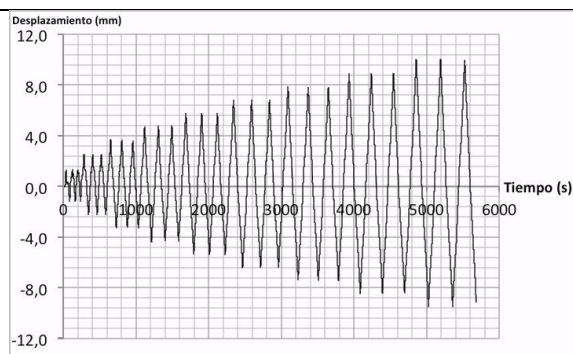


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

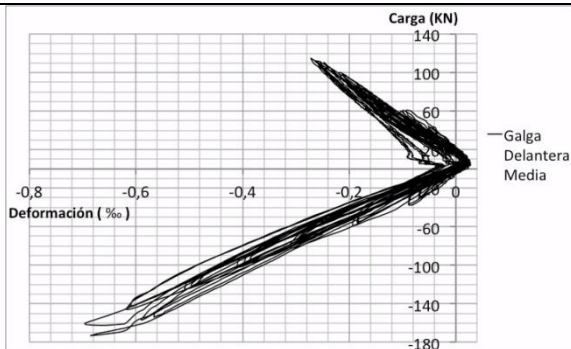


b) Carga - Desplazamiento

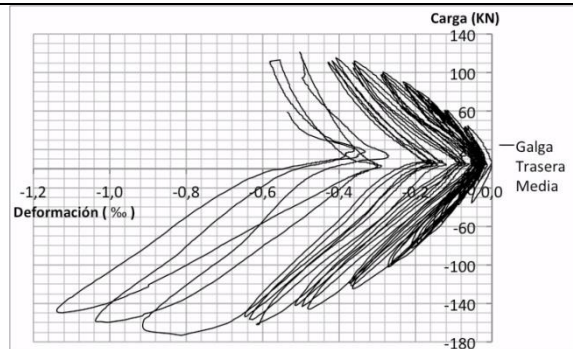


c) Tiempo - Desplazamiento

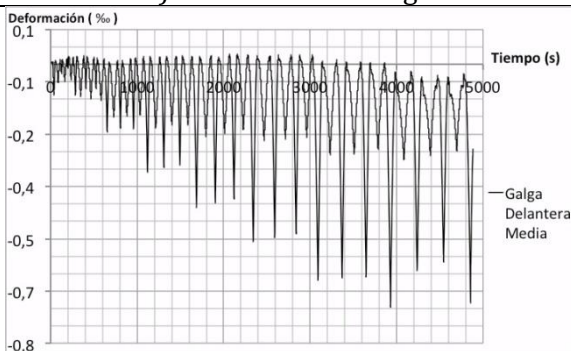
Resultados en deformaciones



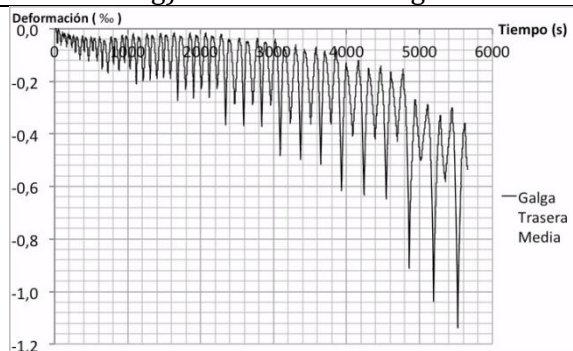
f) Deformación - Carga



g) Deformación - Carga



d) Tiempo - Deformación



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 26	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	49,5	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	99,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	89,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	24,5	MPa
Tiempo del ensayo	3 min 13 seg	
Máxima carga	141,38	kN
Desplazamiento en máxima carga	6,64	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	1,3	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	0,87	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	0,42	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	0,92	‰
Carga en rotura	70,1	kN
Desplazamiento en rotura	16,16	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,71	-
Rotura por <i>breakout</i>	51,94	kN
Rotura por <i>pryout</i>	115,75	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,221	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,554	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,0908	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Detalle en rotura



b) Probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

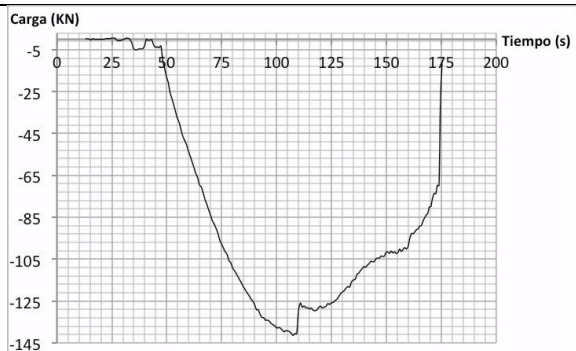


g) Detalle pernos tras rotura



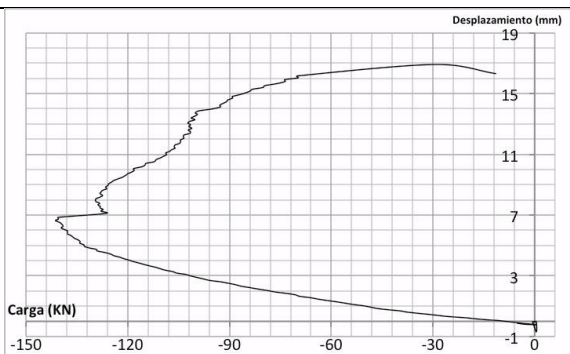
h) Detalle probeta tras rotura

Aplicación de la carga

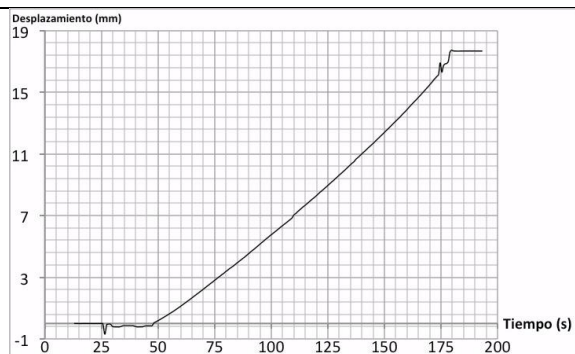


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

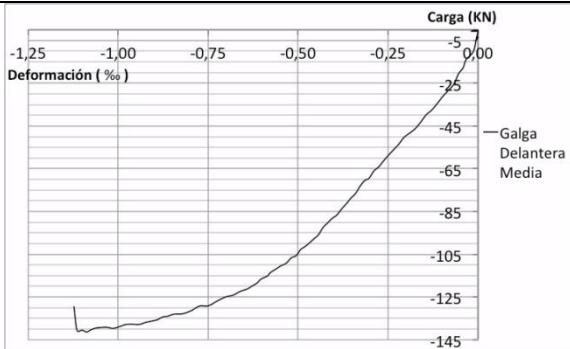


b) Carga - Desplazamiento

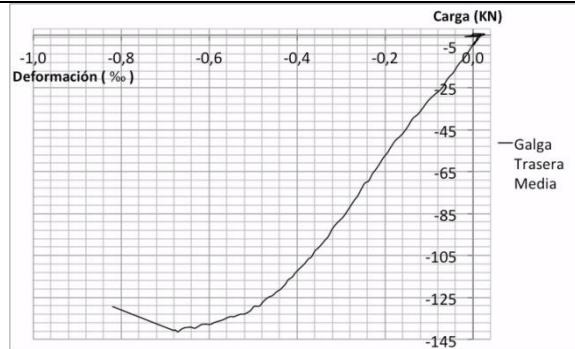


c) Tiempo - Desplazamiento

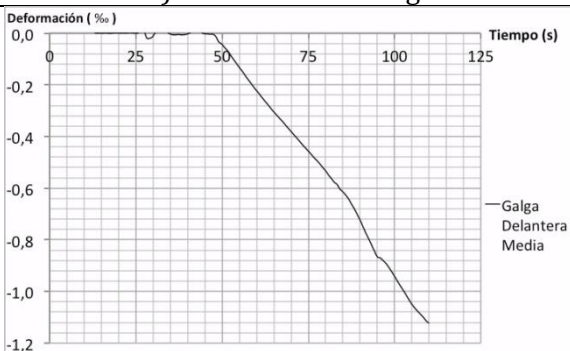
Resultados en deformaciones



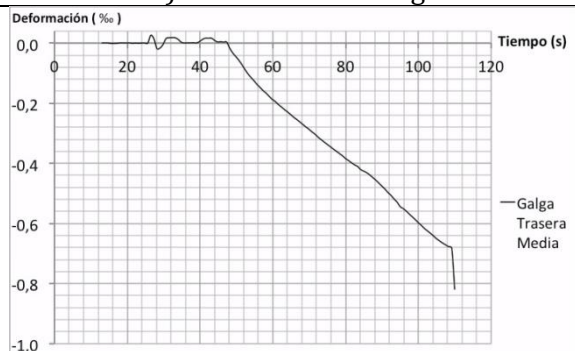
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

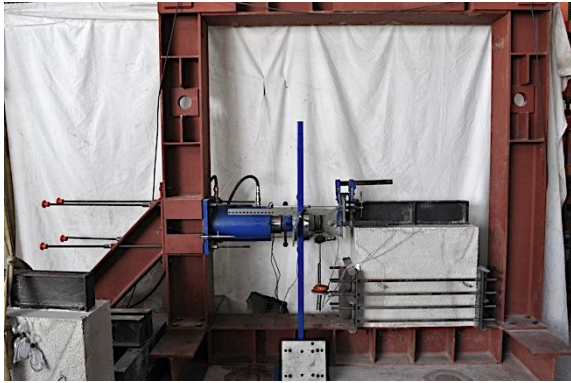
Datos del ensayo		
Ensayo	Test 27	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	42	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	96	mm
h _{ef} tras la soldadura	86	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	3 min 3 seg	
Máxima carga	137,43	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,00	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	0,02	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	0,97	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	0,24	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	0,07	‰
Carga en rotura	26,35	kN
Desplazamiento en rotura	9,10	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

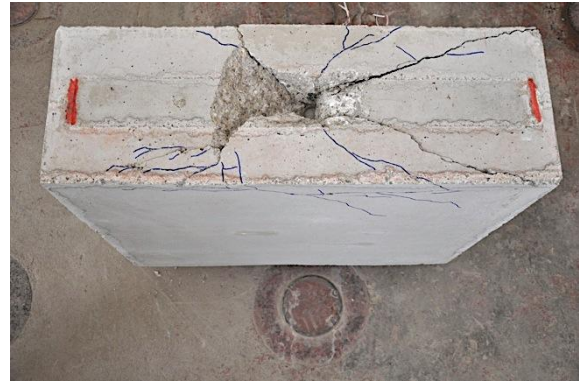
Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,53	-
Rotura por <i>breakout</i>	66,98	kN
Rotura por <i>pryout</i>	149,82	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,917	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,539	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,0983	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produce al rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



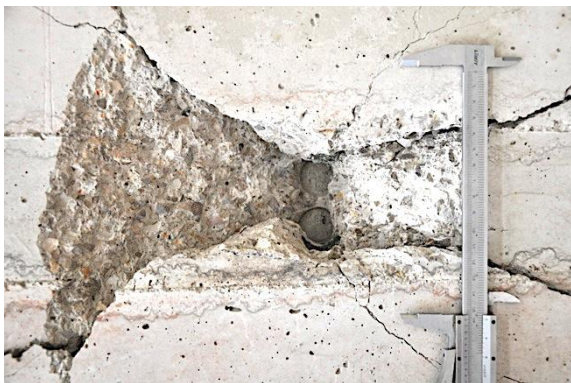
d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

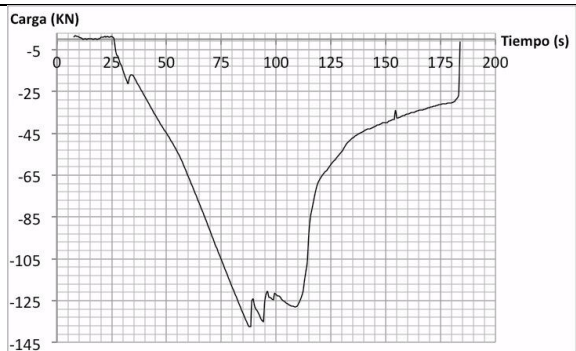


g) Detalle pernos tras rotura



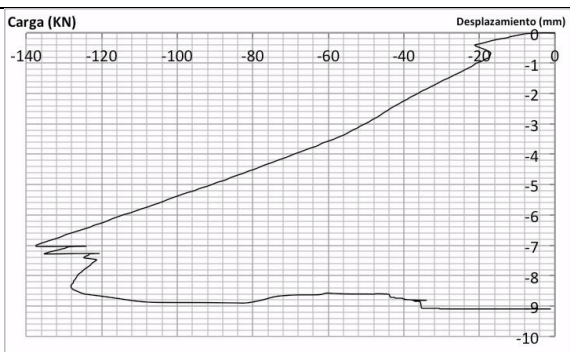
h) Detalle probeta tras rotura

Aplicación de la carga

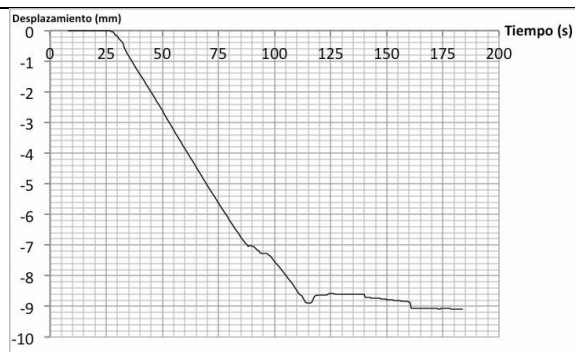


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

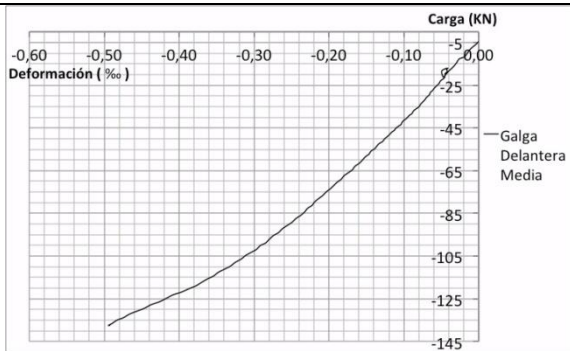


b) Carga - Desplazamiento

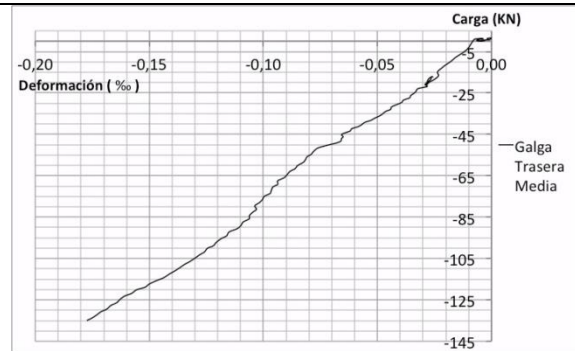


c) Tiempo - Desplazamiento

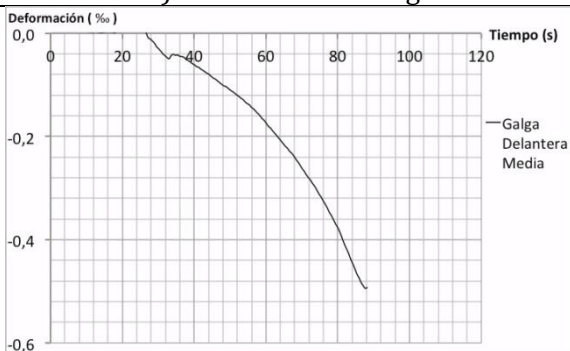
Resultados en deformaciones



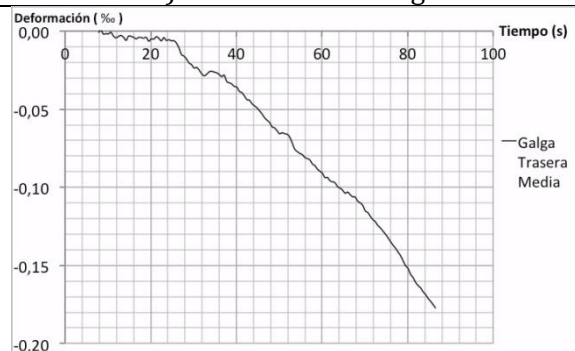
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 28	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	59	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	150	mm
h _{ef} tras la soldadura	140	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 12 min 3 seg	
Máxima carga	172,82	kN
Desplazamiento en máxima carga	6,21	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	0,88	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	122,67	kN
Desplazamiento en rotura	7,28	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,37	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,48	kN
Rotura por <i>pryout</i>	168,90	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,023	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,677	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	0,9711	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 21 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



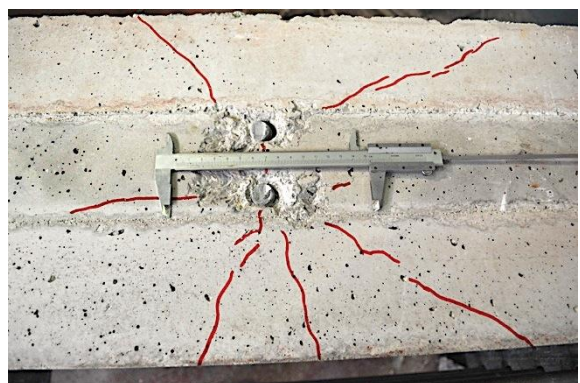
e) Detalle pernos tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

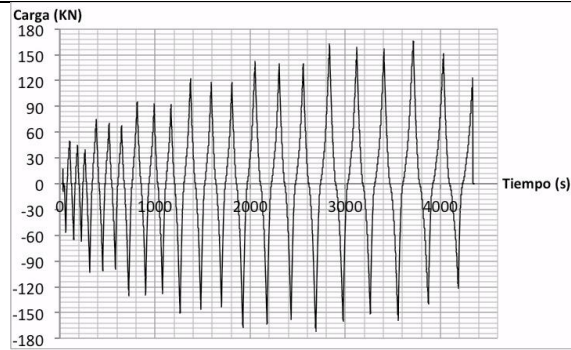


g) Detalle pernos tras rotura



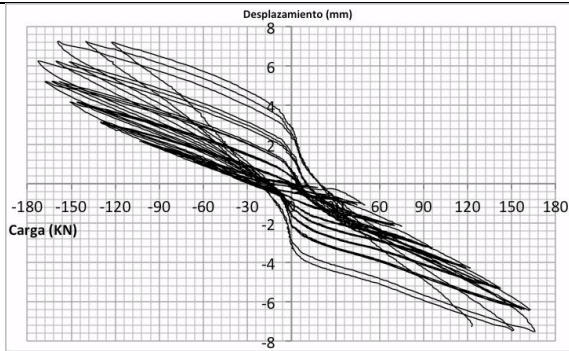
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

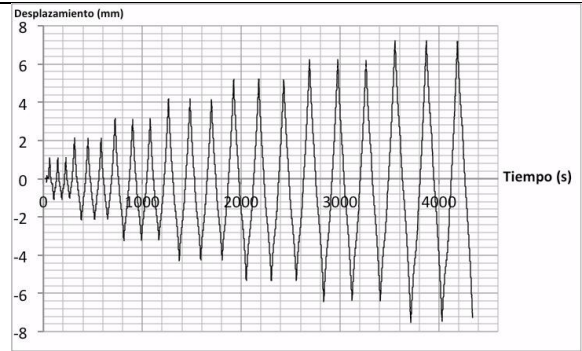


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

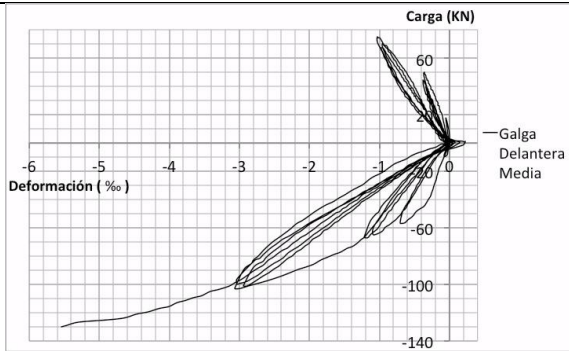


b) Carga - Desplazamiento

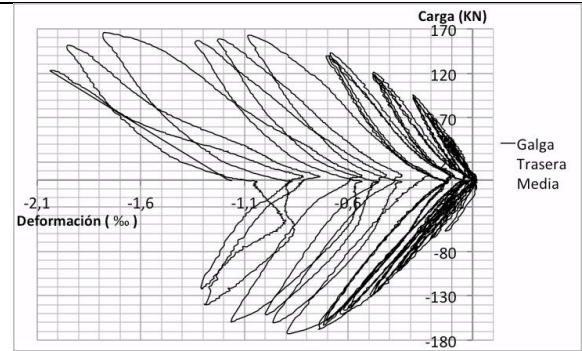


c) Tiempo - Desplazamiento

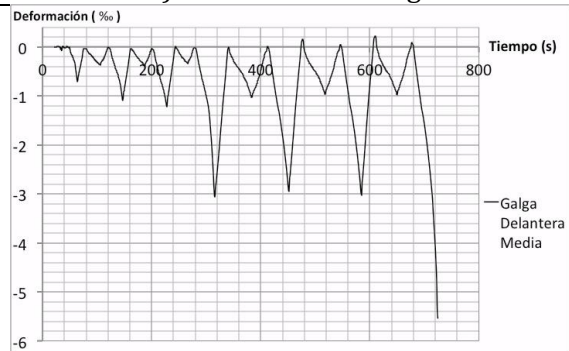
Resultados en deformaciones



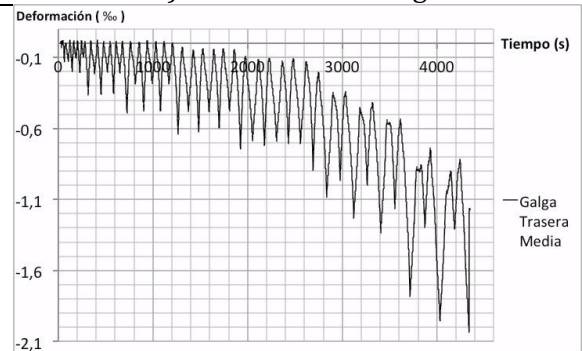
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 29	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	59	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	150	mm
h _{ef} tras la soldadura	140	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41	MPa
Tiempo del ensayo	3 min 3 seg	
Máxima carga	190,27	kN
Desplazamiento en máxima carga	17,46	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	2,38	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	92,87	kN
Desplazamiento en rotura	19,04	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,37	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,48	kN
Rotura por <i>pryout</i>	168,90	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,127	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,746	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	0,9711	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Se produjo primero la rotura del acero de un perno y posteriormente rompió el acero del segundo perno, por esa razón la carga aplicada no cae a cero directamente.</p>



a) Alzado general



b) Detalle en rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Planta probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

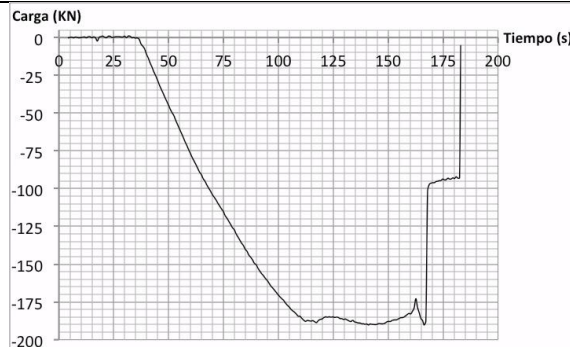


g) Detalle pernos tras rotura



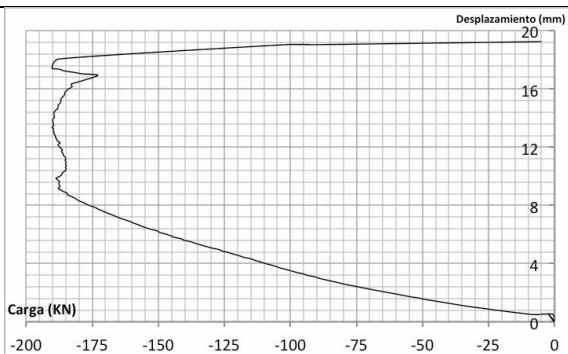
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

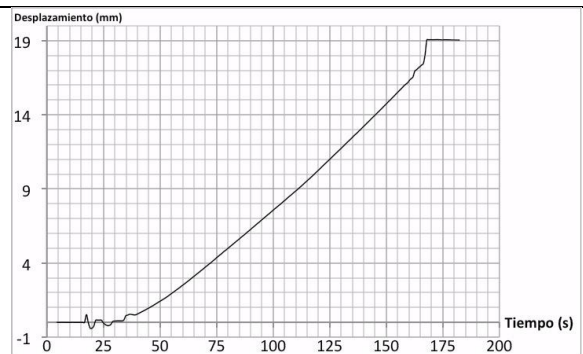


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

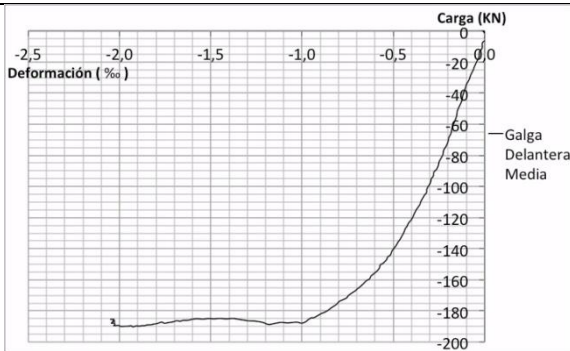


b) Carga - Desplazamiento

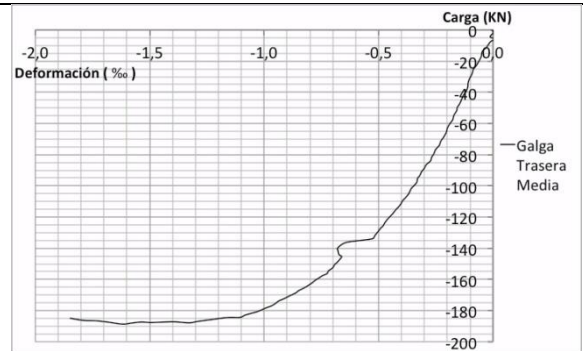


c) Tiempo - Desplazamiento

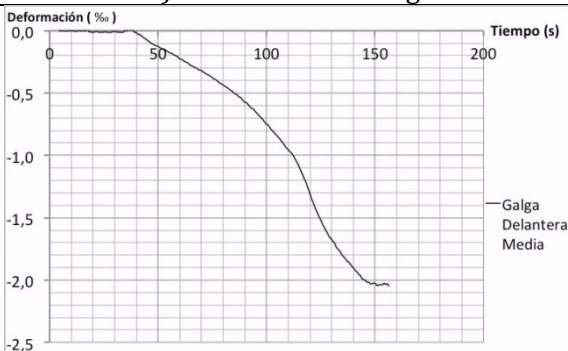
Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 30	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre pernos	45	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	149	mm
h _{ef} tras la soldadura	139	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	3 h 14 min 52 seg	
Máxima carga	269,03	kN
Desplazamiento en máxima carga	12,60	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	0,68	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	3,61	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	32,27	kN
Desplazamiento en rotura	15,41	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,32	-
Rotura por <i>breakout</i>	77,14	kN
Rotura por <i>pryout</i>	170,64	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,577	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,786	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	0,9773	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 42 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



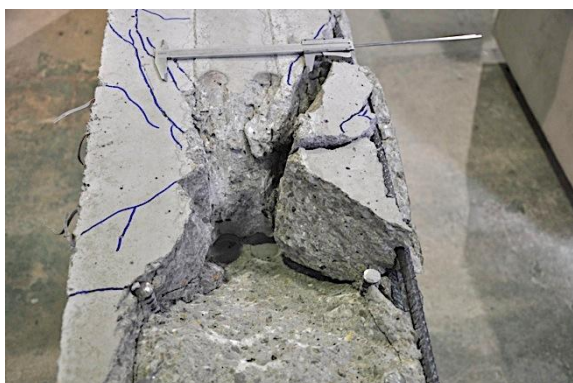
d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

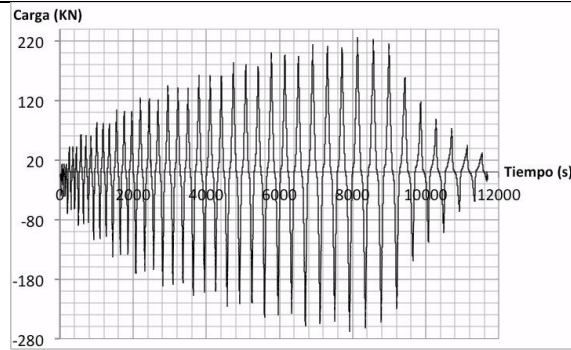


g) Detalle pernos tras rotura



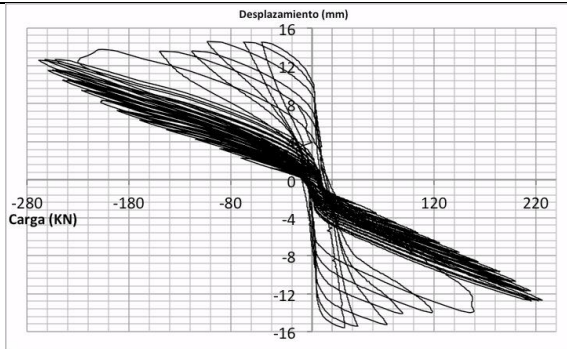
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

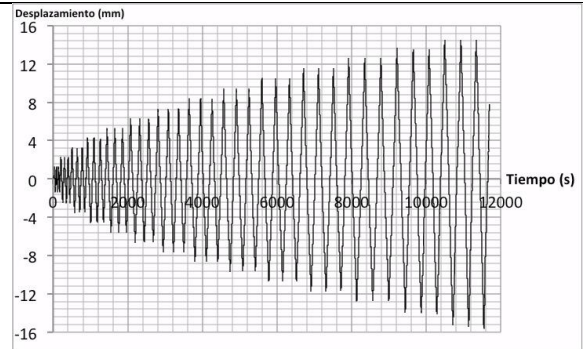


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

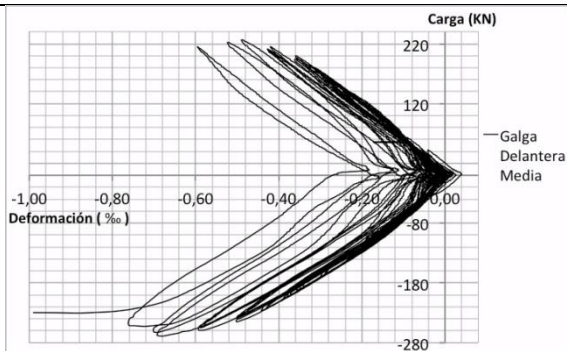


b) Carga - Desplazamiento

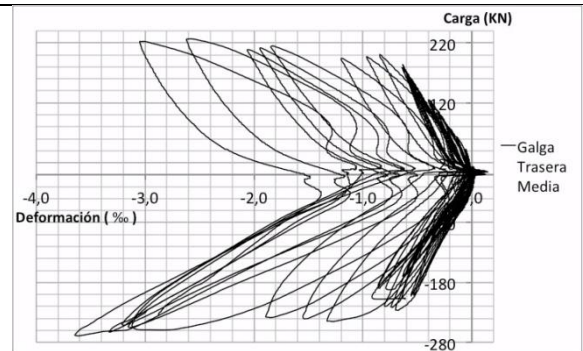


c) Tiempo - Desplazamiento

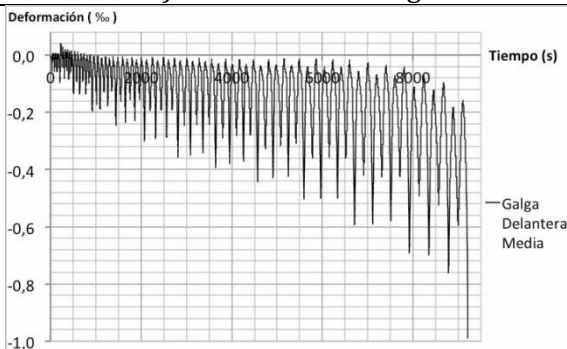
Resultados en deformaciones



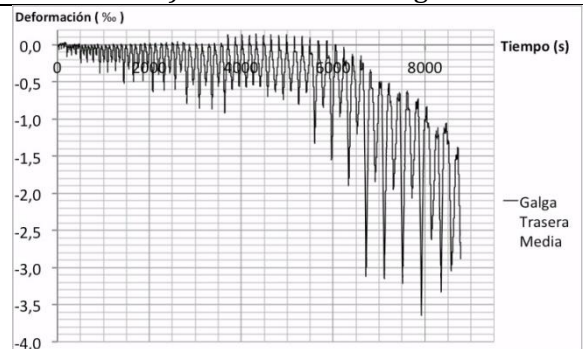
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 31	
Disposición de los pernos	POEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre pernos	44	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	149,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	139,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	2 min 16 seg	
Máxima carga	222,21	kN
Desplazamiento en máxima carga	7,80	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	0,41	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	0,56	‰
Carga en rotura	190,81	kN
Desplazamiento en rotura	8,00	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

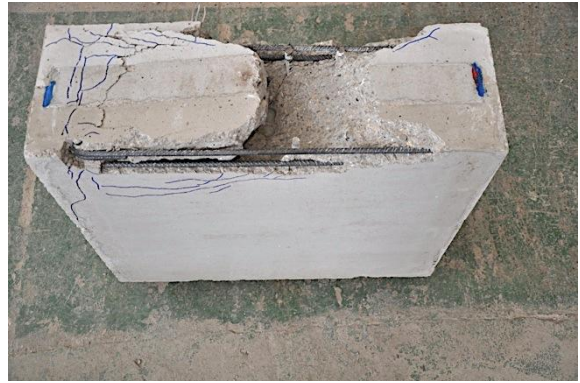
Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,34	-
Rotura por <i>breakout</i>	77,10	kN
Rotura por <i>pryout</i>	170,70	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,303	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,650	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{POEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	0,9778	-
Q _{POEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

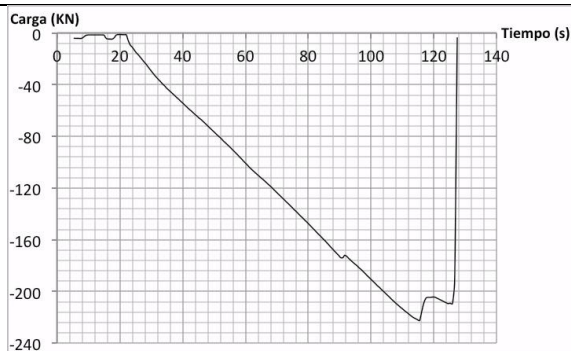


g) Detalle pernos tras rotura



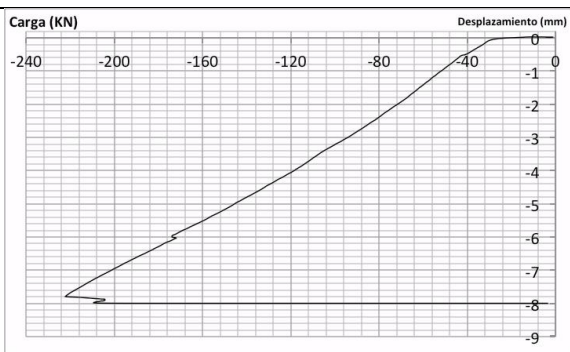
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

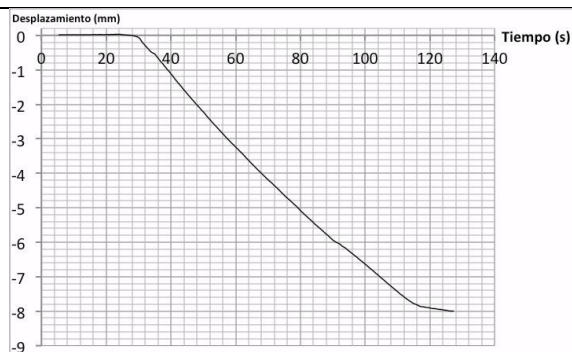


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

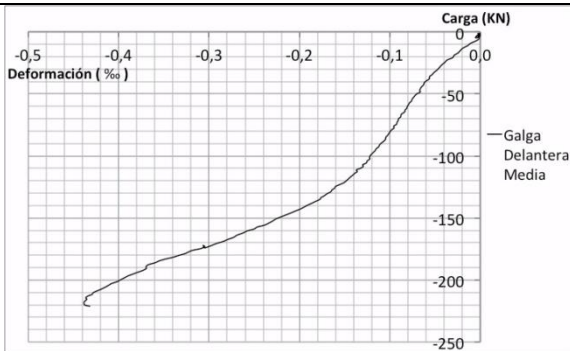


b) Carga - Desplazamiento

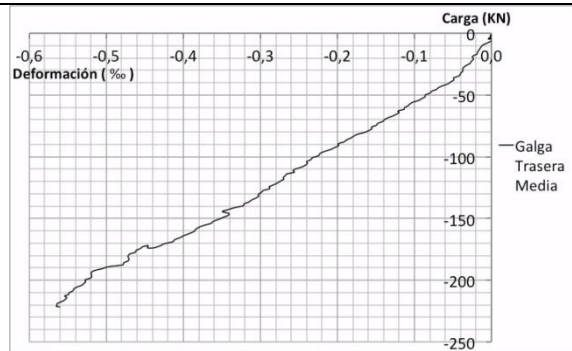


c) Tiempo - Desplazamiento

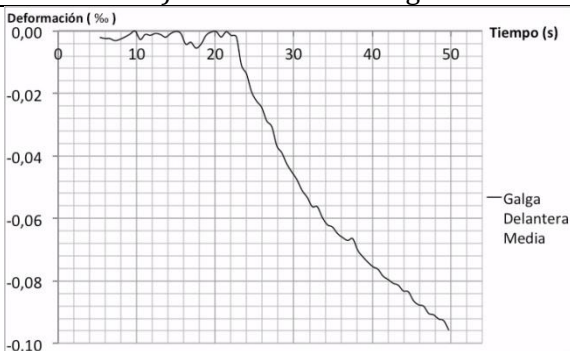
Resultados en deformaciones



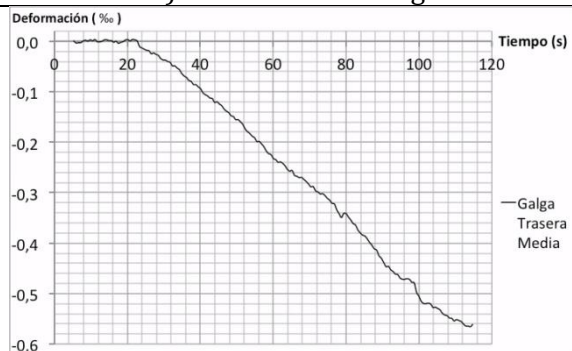
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 32	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	44	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	97	mm
h _{ef} tras la soldadura	87	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	1 h 38 min 20 seg	
Máxima carga	160,99	kN
Desplazamiento en máxima carga	8,17	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	0,76	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,53	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	26,42	kN
Desplazamiento en rotura	10,41	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

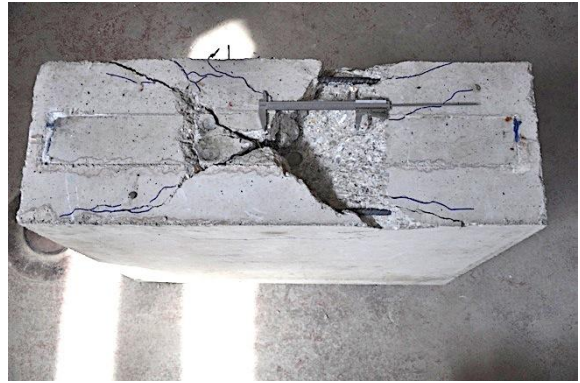
Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,58	-
Rotura por <i>breakout</i>	67,52	kN
Rotura por <i>pryout</i>	153,39	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,050	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,631	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1630	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 28 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



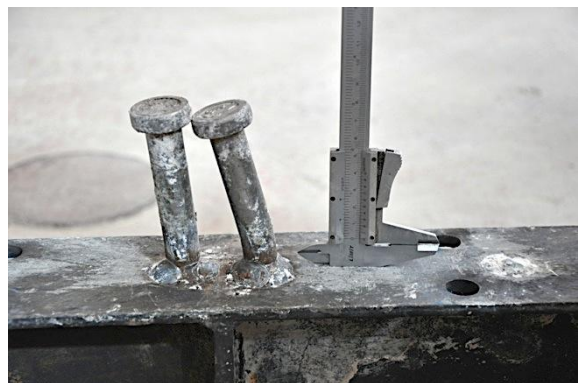
c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

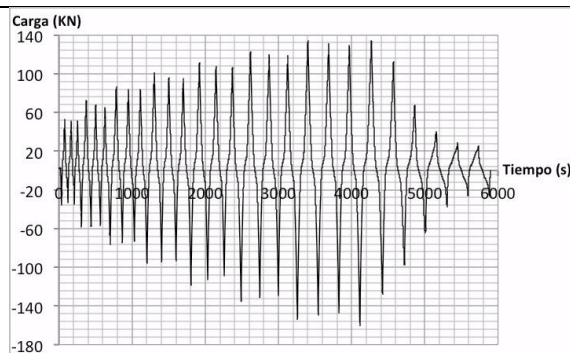


g) Detalle pernos tras rotura



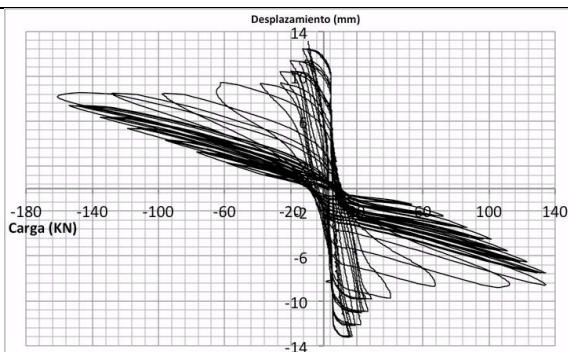
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

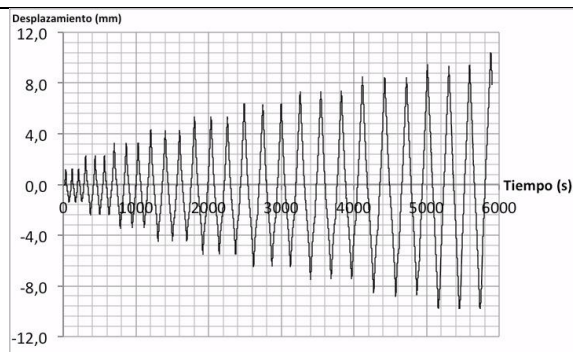


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

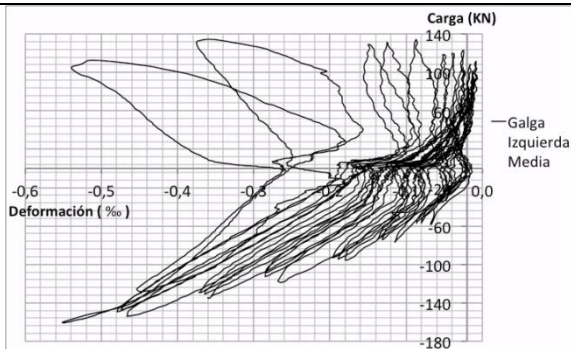


b) Carga - Desplazamiento

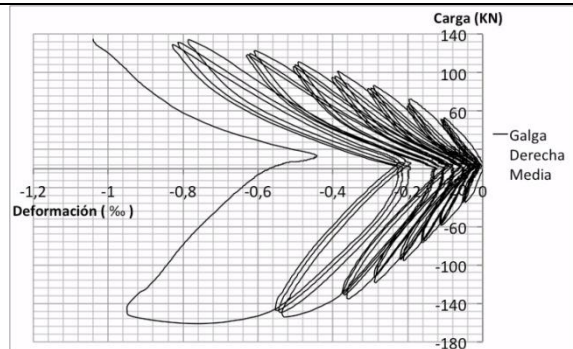


c) Tiempo - Desplazamiento

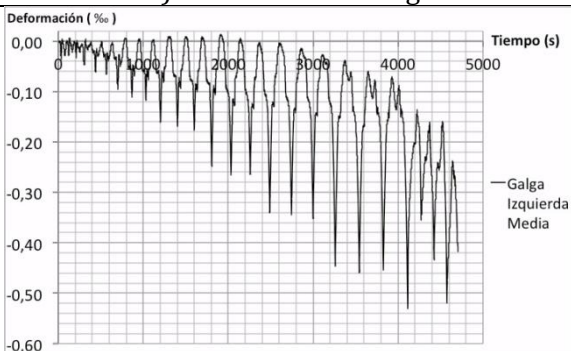
Resultados en deformaciones



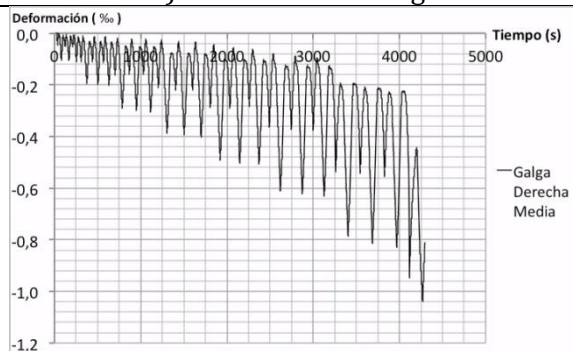
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 33	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	44	mm
h total antes de soldar	100	mm
h _{ef} antes de soldar	90	mm
h total tras la soldadura	95,5	mm
h _{ef} tras la soldadura	85,5	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	37,5	MPa
Tiempo del ensayo	6 min 35 seg	
Máxima carga	134,45	kN
Desplazamiento en máxima carga	4,23	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	0,84	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	0,54	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	34,46	kN
Desplazamiento en rotura	39,38	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i>

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	4,50	-
Rotura por <i>breakout</i>	63,88	kN
Rotura por <i>pryout</i>	142,41	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,944	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,527	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1630	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo la rotura por <i>pryout</i>.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Alzado probeta tras rotura

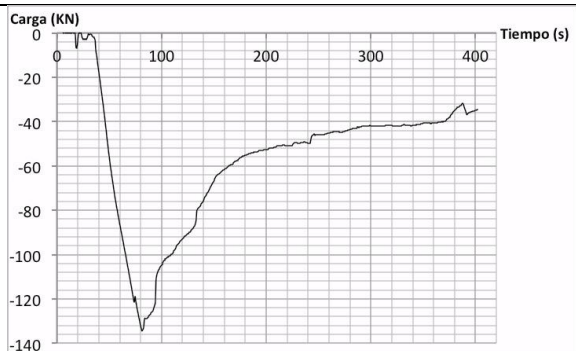


g) Detalle pernos tras rotura



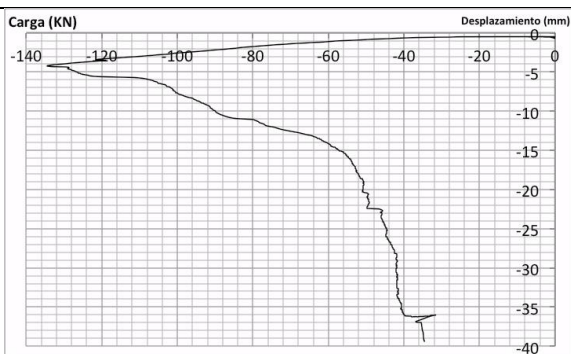
h) Detalle probeta tras rotura

Aplicación de la carga

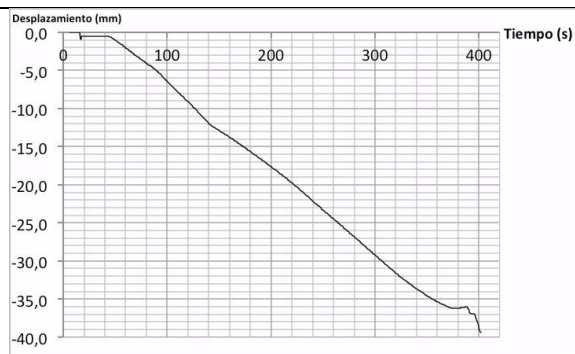


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

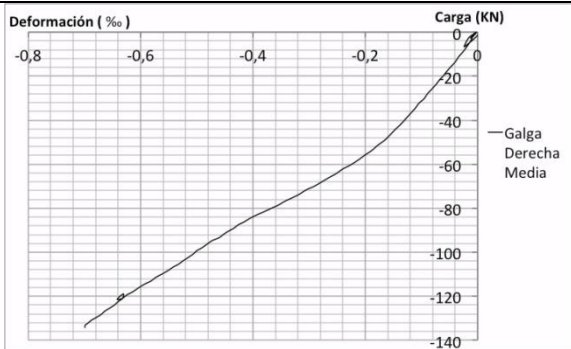


b) Carga - Desplazamiento

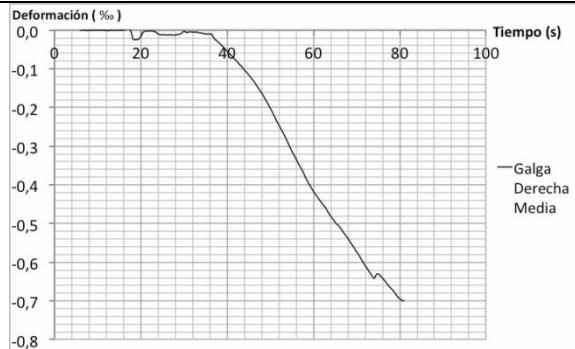


c) Tiempo - Desplazamiento

Resultados en deformaciones



d) Deformación - Carga



e) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 34	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	64	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	145	mm
h _{ef} tras la soldadura	135	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,5	MPa
Tiempo del ensayo	3 h 43 min 15 seg	
Máxima carga	182,03	kN
Desplazamiento en máxima carga	10,67	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,31	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	25,51	kN
Desplazamiento en rotura	16,98	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,11	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,88	kN
Rotura por <i>pryout</i>	200,71	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,907	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,713	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1524	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 46 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos hasta que finalmente en el último ciclo se produjo la rotura de la probeta.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura

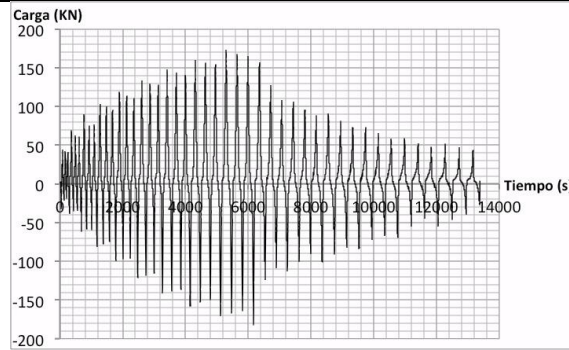


g) Detalle pernos tras rotura



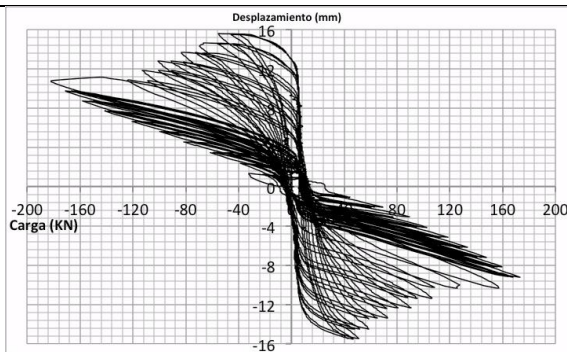
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

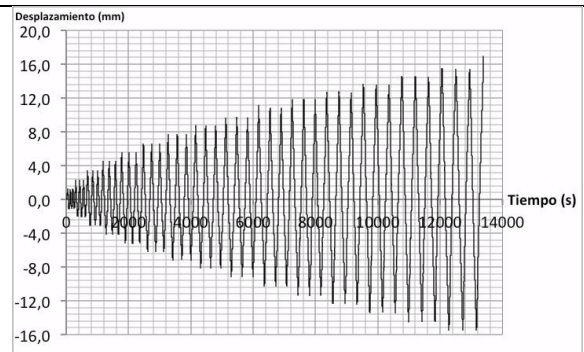


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

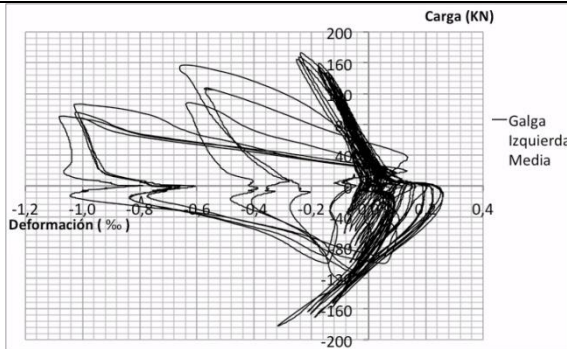


b) Carga - Desplazamiento

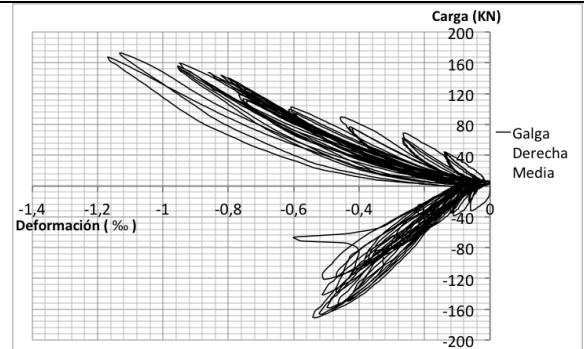


c) Tiempo - Desplazamiento

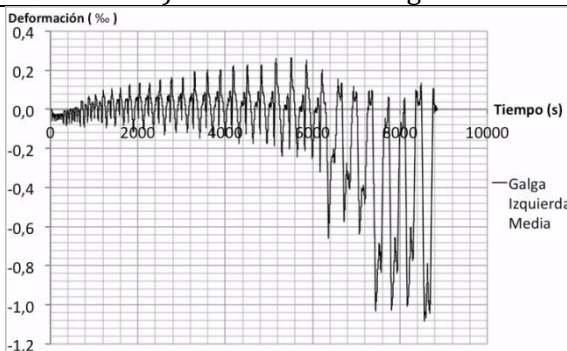
Resultados en deformaciones



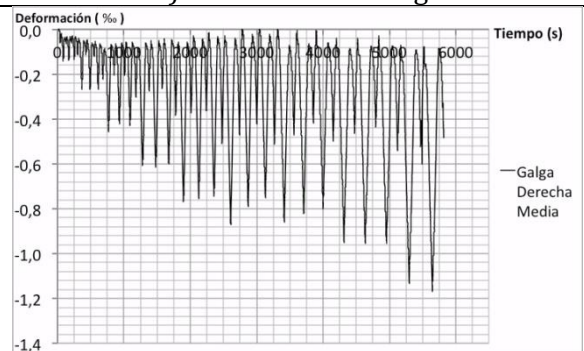
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 35	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	19	mm
Separación entre pernos	64	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	144	mm
h _{ef} tras la soldadura	134	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	9 min 12 seg	
Máxima carga	182,97	kN
Desplazamiento en máxima carga	5,04	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	0,70	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	0,43	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	0,48	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	0,23	‰
Carga en rotura	74,83	kN
Desplazamiento en rotura	72,65	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i> y acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	7,05	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,68	kN
Rotura por <i>pryout</i>	200,29	kN
Rotura del acero	255,18	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	0,914	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,717	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1524	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo una rotura mixta.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

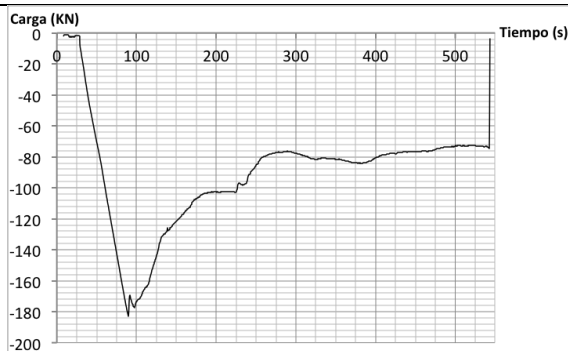


g) Detalle pernos tras rotura



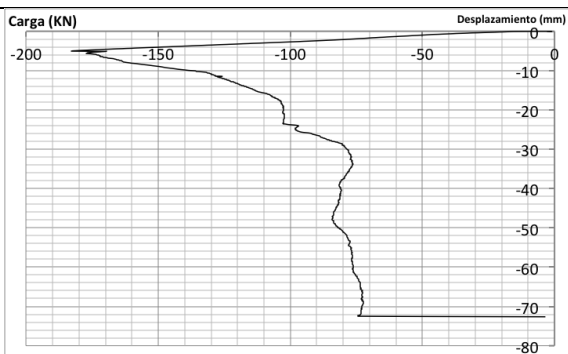
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

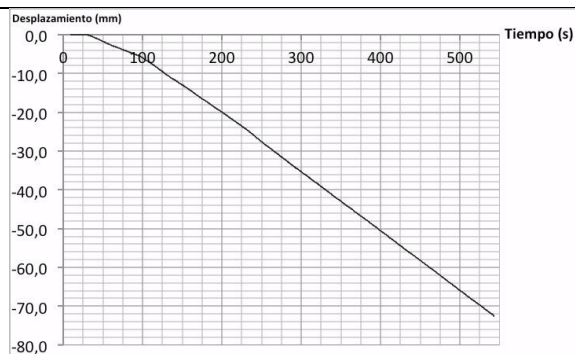


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

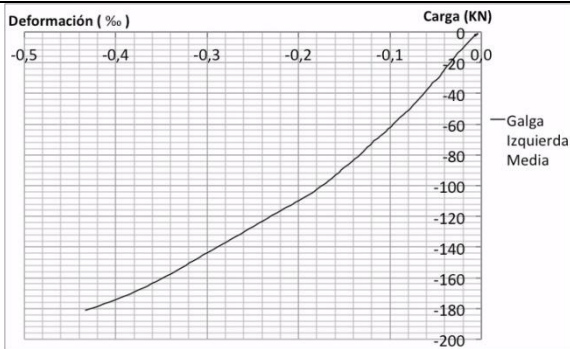


b) Carga - Desplazamiento

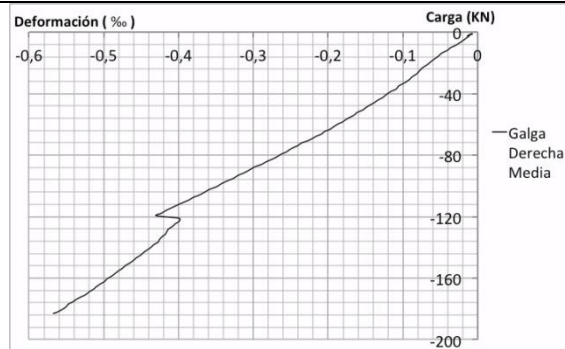


c) Tiempo - Desplazamiento

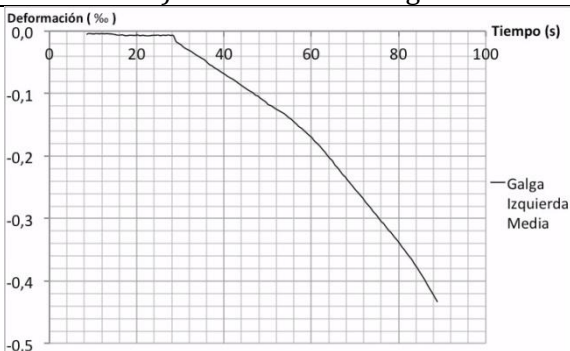
Resultados en deformaciones



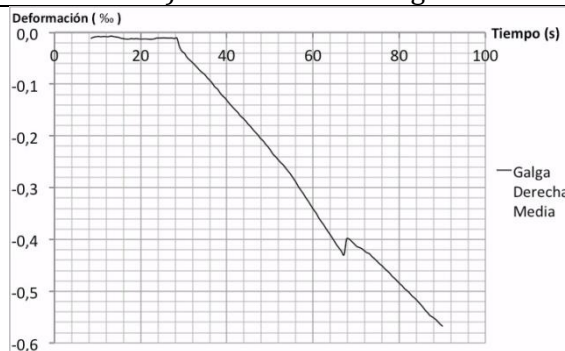
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 36	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre pernos	65	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148	mm
h _{ef} tras la soldadura	138	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	41,4	MPa
Tiempo del ensayo	4 h 15 min 56 seg	
Máxima carga	201,43	kN
Desplazamiento en máxima carga	10,36	mm
Deformación galga derecha delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga derecha trasera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga izquierda trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	67,82	kN
Desplazamiento en rotura	25,63	mm

Tipo de ensayo	Cíclico
Tipo de rotura producida	Acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,27	-
Rotura por <i>breakout</i>	77,46	kN
Rotura por <i>pryout</i>	201,44	kN
Rotura del acero	314,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,000	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,641	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1548	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocaron un total de 52 ciclos de carga. En los tres primeros ciclos de carga se impuso un desplazamiento de un milímetro, que se fue incrementando en un milímetro cada 3 ciclos. En el último ciclo se impuso una carga creciente sin limitación de desplazamiento hasta conseguir la rotura.</p> <p>La velocidad de aplicación de la carga fue en todos los ciclos de 0,1 mm/s.</p> <p>La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura.</p> <p>Finalmente se produjo la rotura del acero.</p> <p>No se disponen de resultados de deformación puesto que las dos galgas dispuestas en el perno se averiaron durante la fase del hormigonado.</p>



a) Alzado general



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

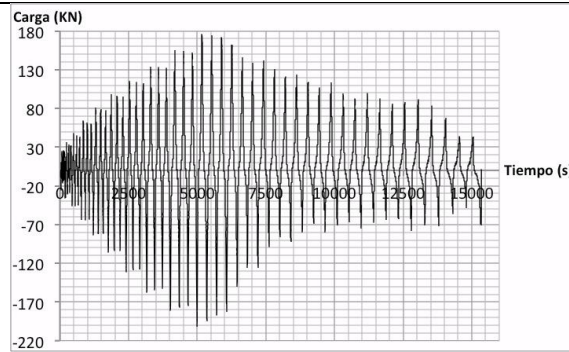


g) Detalle pernos tras rotura



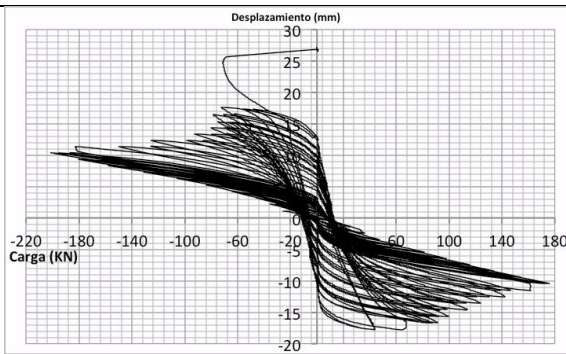
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

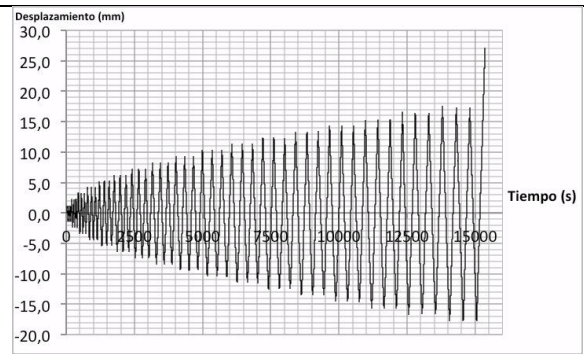


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos



b) Carga - Desplazamiento



c) Tiempo - Desplazamiento

Datos del ensayo		
Ensayo	Test 37	
Disposición de los pernos	PPEG	
Diámetro pernos	22	mm
Separación entre pernos	65	mm
h total antes de soldar	150	mm
h _{ef} antes de soldar	140	mm
h total tras la soldadura	148	mm
h _{ef} tras la soldadura	138	mm
Límite elástico	350	MPa
Límite rotura	450	MPa
Resistencia a compresión del hormigón	37,5	MPa
Tiempo del ensayo	8 min 27 seg	
Máxima carga	212,58	kN
Desplazamiento en máxima carga	8,45	mm
Deformación galga delantera delantera en máxima carga	0,40	‰
Deformación galga delantera trasera en máxima carga	0,39	‰
Deformación galga trasera delantera en máxima carga	-	‰
Deformación galga trasera trasera en máxima carga	-	‰
Carga en rotura	103,62	kN
Desplazamiento en rotura	63,93	mm

Tipo de ensayo	Monotónico
Tipo de rotura producida	<i>Pryout</i> y acero

Cálculos en monotónico		
Ratio h _{ef} /Φ tras la soldadura	6,27	-
Rotura por <i>breakout</i>	73,72	kN
Rotura por <i>pryout</i>	191,72	kN
Rotura del acero	342,12	kN
Q _{test} /Q _{teórico} (<i>pryout</i>)	1,109	-
Q _{test} /Q _{teórico} (acero)	0,621	-

Cálculos de efectos de grupo		
Q _{PPEG} / Q _{PI} (<i>pryout</i>)	1,1548	-
Q _{PPEG} / Q _{PI} (acero)	2	-

Descripción del ensayo
<p>Se provocó un único ciclo de carga sin limitación de desplazamiento hasta la rotura. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0,1 mm/s. La armadura transversal tuvo un comportamiento adecuado ya que se abrieron fisuras por <i>breakout</i> pero estas fueron debidamente cosidas por dicha armadura evitando que se produjera este tipo de rotura. Finalmente se produjo una rotura mixta.</p>



a) Detalle en rotura



b) Planta probeta tras rotura



c) Detalle IPE tras rotura



d) Alzado probeta tras rotura



e) Detalle pernos tras rotura



f) Detalle pernos tras rotura

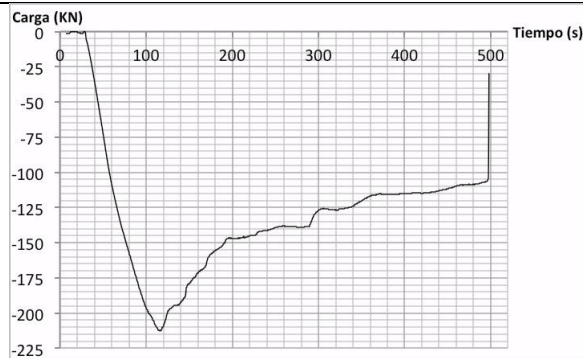


g) Detalle pernos tras rotura



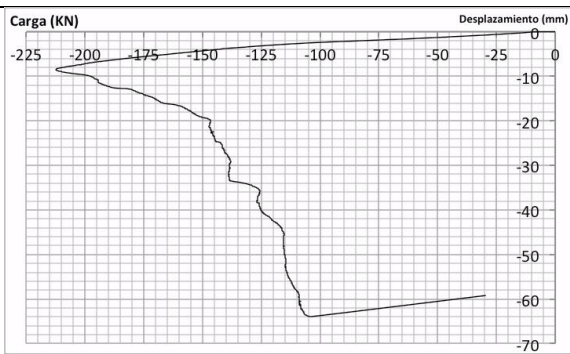
h) Detalle pernos tras rotura

Aplicación de la carga

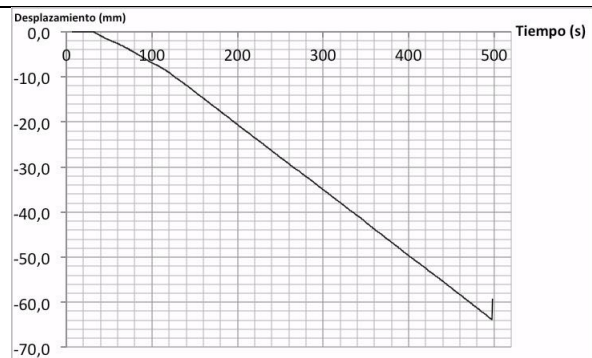


a) Tiempo - Carga

Resultados en desplazamientos

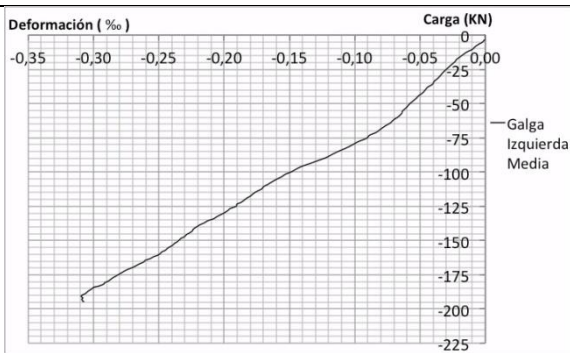


b) Carga - Desplazamiento

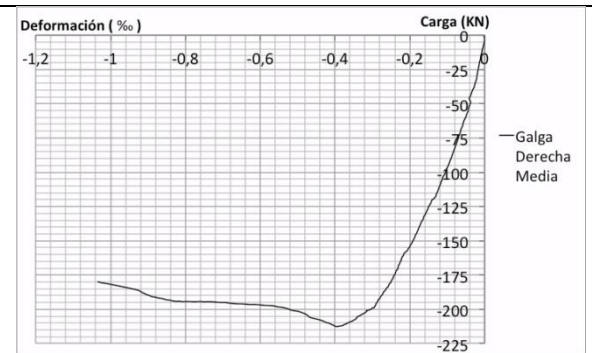


c) Tiempo - Desplazamiento

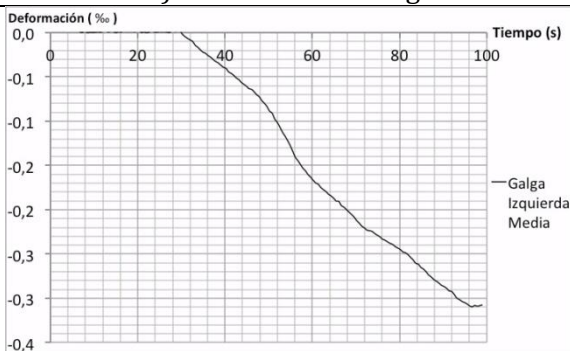
Resultados en deformaciones



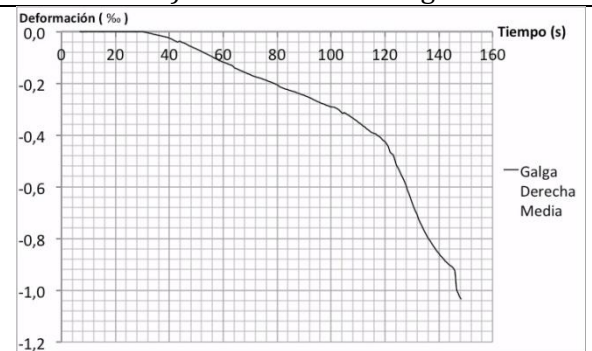
d) Deformación - Carga



e) Deformación - Carga



f) Tiempo - Deformación



g) Tiempo - Deformación

