



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante hidrodemolición

Carles Cots Corominas

ADVERTIMENT La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del repositori institucional UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) i el repositori cooperatiu TDX (<http://www.tdx.cat/>) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual **únicament per a usos privats** emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei UPCommons o TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a UPCommons (*framing*). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del repositorio institucional UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) y el repositorio cooperativo TDR (<http://www.tdx.cat/?locale-attribute=es>) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual **únicamente para usos privados enmarcados** en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio UPCommons No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a UPCommons (*framing*). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the institutional repository UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) and the cooperative repository TDX (<http://www.tdx.cat/?locale-attribute=en>) has been authorized by the titular of the intellectual property rights **only for private uses** placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading nor availability from a site foreign to the UPCommons service. Introducing its content in a window or frame foreign to the UPCommons service is not authorized (*framing*). These rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author.

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante hidrodemolición.

Tesis doctoral realizada por:

Carles Cots Corominas

Dirigida por:

Joan Ramon Casas Rius

Programa de Doctorado:

Ingeniería de la Construcción

Barcelona, Enero 2022



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Department of Civil and Environmental
Engineering

TESIS DOCTORAL

*A món pare, Joan Maria
Agrarir-te la vida que hem après. Plena de paciència, honestedat i bondat.
I veure treballar aquestes mans traçudes, d'artesà..
d.e.p*

|

“Creativity is rooted in difference: in the unexpected connections among the broadest variety of people and ideas, communities and worlds.” Malcom Gladwell

“I like to think of ideas as potential energy. They're really wonderful, but nothing will happen until we risk putting them into action.” Mae C. Jemison

ACKNOWLEDGEMENTS – AGRADECIMIENTOS

Durante el desarrollo de esta tesis he contado con la confianza y apoyo de mi director de tesis, Joan Ramón Casas, al que le agradezco el apoyo, rigor, y dedicación.

Esta tesis se inicia desde el ámbito profesional, a tiempo parcial, tras muchos años reforzando estructuras. La tesis ha sido la excusa (exigente, difícil y divertida, en distinto orden según el día), para plasmar y evolucionar el “do-how” con y de muchos colegas. Lo expuesto son horas de vuelo de encargados, técnicos, profesores, industriales y familia. Sin duda el “core” del trabajo son las realizaciones, con sus errores. La incuestionable “eficiencia del caos” o más amable “serendipia” han resuelto muchos puntos muertos.

El trabajo se materializa con el apoyo de las empresas: AZUL CONSTRUCCIÓN, GIADE (Escuela Caminos Santander), INGETURARTE, Master Builders y CREHAB.

La parte tecnológica se gesta con el apoyo de AZUL CONSTRUCCIÓN. La confianza y visión de su gerente, Sr. Manolo Diaz, junto a su equipo de técnicos, materializan la propuesta.

Muchos ejemplos citados son fruto del trabajo con el ingeniero Abraham Hidalgo (VSL) y equipo. Su exquisitez en la ejecución, permitió aventurarse en gran número de obras referenciadas en este trabajo.

La campaña experimental se ensaya con el apoyo de GIADE (Laboratorio Caminos Santander). Agradecer el soporte de Dr. Carlos Alonso y la implicación y profesionalidad de su equipo, en especial a Dr. Alvaro Gaute.

La tesis se hace más llevadera con amigos y profesionales que apoyan cuando la motivación decae. Agradecer el apoyo incondicional de Dr. Jorge Aparicio de INGETURARTE. Destacar su generosidad y perseverancia en proteger la propiedad intelectual.

Quiero agradecer, ya trabajando en MBCC (BASF) el apoyo recibido de Dr. Jose Maria Vaquero y del laboratorio.

Agradecer las gestiones de Hammelmann España por abrirnos las puertas de sus instalaciones en Alemania y dejarnos probar los equipos de hidrodemolición.

Este desarrollo incluye una única referencia similar proyectada por IDEAM. Agradecerle a Ignacio Pulido y a su equipo la valiosa información compartida.

Los modelos numéricos incluidos se han desarrollado gracias al apoyo y paciencia de INGENIBER y PENTAEDRO. Agradecer a Cristina Rodríguez, Cruz Argüeso, Román Martín, y Jose Rebollo su tiempo.

Por último, infinitos agradecimientos a familia y amigos: a mis padres Joan Maria (d.e.p) y Paquita; esposa e hijos, Gisela, Nil y Èlia; hermanos. Agradecerles su generosidad y comprensión. Estas tesis “por vía lenta”, eternas, se cuecen sisándoles un tiempo que les pertenece.

Gracias a todos 😊

RESUMEN

Esta tesis desarrolla una nueva técnica de refuerzo estructural: convirtiendo estructuras existentes de hormigón armado o pretensado a secciones mixtas, mediante la inserción de conectores previa demolición controlada con agua a alta presión. El punto clave de la investigación, de carácter tecnológico, es la técnica de hidrodemolición, muy poco habitual en realizaciones de refuerzo. Esta técnica, aplicada en estructuras existentes (hormigón armado o pretensado) posibilita nuevas técnicas de refuerzo, gracias a la apertura de huecos y la no afectación del armado existente. En la actualidad esta técnica se usa mayoritariamente para demoliciones complejas o trabajos de reparación, pero no se aprovecha para el refuerzo. Es en estas zonas demolidas donde resulta simple el rearmado con nueva armadura, o la inserción de conectores (para convertir a sección mixta), previo a la inyección con morteros de reparación fluidos. La creciente robotización de los terminales de hidrodemolición ya permiten un avance autónomo y programado de varios parámetros de la demolición, consiguiéndose interfases muy sólidas, sin fisuración y con un buen rendimiento de avance. Gracias a ello se garantiza una gran solidez de la conexión, al no existir taladros con holguras y al poder insertar los conectores en zonas armadas. De esta forma se consiguen refuerzos de gran potencia, al transmitirse rasantes elevados.

Por otro lado, esta rapidez de avance en la demolición desconecta el armado original del elemento existente afectando la seguridad estructural. Esto requerirá de un minucioso estudio por fases: evaluando muy bien las distintas fases intermedias (entre la demolición y restitución de la interfase).

Para aprovechar el rápido avance de la hidrodemolición, se descarta el uso de hormigones tradicionales y se investiga la adaptación y empleo de morteros de altas prestaciones (endurecimiento en pocas horas). Para mejorar el comportamiento en post-rotura, a nivel local en la zona de la cabeza del perno, y para reducir la fisuración, se incorporan fibras poliméricas estructurales al mortero de interfase.

Este trabajo explora una nueva técnica de refuerzo estructural, y para el desarrollo se limita a elementos tipo viga, aunque el concepto de forma genérica es extensible a otras tipologías estructurales (muros, regiones D, etc.).

El trabajo da continuidad a investigaciones y realizaciones previas realizadas en USA y Suecia, donde se “post-conectan” puentes de vigas metálicas antiguas a losas de tablero, originalmente no colaborantes. Asimismo, esta tesis se focaliza en sobrearmar a tracción vigas ya existentes. Será esta nueva disposición geométrica, la que exigirá nuevos procedimientos constructivos distintos a los investigados previamente. Se propone el uso de un conector (tornillo de alta resistencia) aunque son aceptables otra tipología de conectores.

La fase experimental evalúa aspectos tecnológicos y resistentes. Ésta se divide en tres fases, que cubren los puntos clave de la tecnología: validación en campo y laboratorio de la técnica de hidrodemolición (calidad soporte y rendimientos); caracterización del mortero de interfase (en prestaciones resistentes y aplicación en obra) y del conector (ensayo a rasante puro). Los resultados anteriores, se confirman en una serie de vigas ensayadas a flexión a 3 puntos, con dos variantes de conectores. Se obtienen cargas máximas del orden de 7 veces las de la viga original sin reforzar. En paralelo se desarrolla cálculos analíticos como sección homogeneizada, y modelos mediante elementos finitos. Se comprueba que el modelo a cortante sin armadura transversal del Eurocódigo 2 es el que ajusta mejor los resultados experimentales obtenidos en las vigas, siendo bastante preciso en el cálculo de la carga inicial de fallo (fisuración) y estando del lado seguro en relación al cálculo de la carga última. Es necesaria una calibración previa del mortero reforzado con fibras, al no ser un material estándar, y éste se implementa en ensayo unitario a rasante y de las vigas reforzadas.

En los ensayos se verifica una excelente solidez y calidad del soporte, ausencia de daños en el armado existente. Los ensayos unitarios de los conectores y el mortero modificado muestran una gran solidez en transmisión a rasante.

Los resultados favorables hacen viable su implementación como refuerzo estructural, gracias a: los buenos rendimientos de avance, la capacidad de refuerzo, el favorecer la prefabricación modular y su ensamblaje, y la mayor durabilidad a largo plazo.

Al tratarse de una metodología novedosa, se exponen futuras investigaciones, que traten los fenómenos más relevantes que no se han abordado en esta tesis: en especial en fatiga y respuesta en servicio.

ABSTRACT

This thesis develops a new structural strengthening technique: converting existing reinforced concrete structures to composite sections by inserting connectors after controlled demolition with high-pressure water. The key point of the research, of a technological nature, is the technique of hydro demolition, which is very unusual in reinforcement projects. This technique, applied to existing structures (reinforced or prestressed concrete) makes new reinforcement techniques possible, thanks to the opening of voids and the non-affectation of the existing reinforcement. At present, this technique is mostly used for complex demolition or repair work but not for strengthening. It is in these demolished areas where it is easy to re-reinforce with new rebars, or to insert connectors (to convert to composite section), prior to injection with fluid repair mortars. The increasing robotisation of the hydro demolition terminals already allows an autonomous and programmed advancement of various demolition parameters, achieving very solid interfaces, without cracking and with good performance. This ensures a very solid connection, as there are no loose gaps and the connectors can be inserted in reinforced areas. This results in very powerful reinforcements, as high flushes are transmitted.

On the other hand, this speed of demolition progress disconnects the original reinforcement of the existing element, affecting structural safety. This will require a thorough study by phases: evaluating very well the different intermediate phases (between demolition and restoration of the interface).

To take advantage of the rapid progress of hydro demolition, the use of traditional concretes is discarded and the adaptation and use of high performance mortars (hardening in a few hours) is investigated. To improve post-breaking behaviour, locally in the bolt head area, and to reduce cracking, structural polymeric fibres are incorporated into the interface mortar.

This work explores a new structural reinforcement technique, and the development is limited to beam-type elements, although the concept is generically extensible to other structural typologies (walls, D-regions, etc.).

The work gives continuity to previous research and realisations carried out in the USA and Sweden, where old steel girder bridges are "post-connected" to originally non-collaborative deck slabs. Likewise, this thesis focuses on the over-tensioning of existing beams. This new geometric arrangement will require new construction procedures different from those previously investigated. The use of a connector (high-strength bolt) is proposed, although, again, the reinforcement approach admits other types of connectors.

The experimental phase evaluates technological and strength aspects. This is divided into three phases, covering the key points of the technology: field and laboratory validation of the hydro demolition technique (support quality and performance); characterisation of the interface mortar (in terms of resistance performance and application on site) and of the connector (pure shear test). The previous results are confirmed in a series of beams tested in 3-point bending, with two variants of connectors. In parallel, analytical calculations such as homogenised section and finite element models are developed. A previous calibration of the fibre-reinforced mortar is necessary, as it is not a standard material.

The tests verify an excellent solidity and quality of the support, absence of damage to the existing reinforcement. Connectors tests and the modified mortar show a high level of strength, including high ductility.

The favourable results make its implementation as structural reinforcement feasible, thanks to good advance performances, reinforcement capacity, favouring modular prefabrication and assembly, and higher long-term durability.

The proposed technology is novel, and this work should lead to further detailed research. Each relevant phenomenon of the technique requires complementary tests, especially to assess fatigue and in-service response.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN	30
1.1	Introducción	30
1.2	Antecedentes.....	31
1.2.1	Eficiencia de los trabajos de reparación.....	32
1.2.2	Parque de infraestructuras existente en Europa y EEUU.....	32
1.3	Daños en estructuras existentes	34
1.4	Tecnologías de refuerzo existentes.....	38
1.5	Técnicas existentes	39
1.5.1	Refuerzo colaborante	40
1.5.2	Recrecido seccional.....	43
1.6	Sustitución funcional.....	44
1.7	Realizaciones de refuerzo convirtiendo a sección mixta	45
1.7.1	Reconexión de puentes metálicos.....	46
1.7.2	Uso de otros conectores (en espiral).....	47
1.7.3	Reconexión de puentes de hormigón con nueva sección metálica	48
1.8	Conclusiones y necesidades de refuerzo	50
2	OBJETIVOS Y METODOLOGIA	51
2.1	Introducción	51
2.1.1	Motivación	51
2.1.2	Descripción de la técnica de refuerzo propuesta	52
2.1.3	Antecedentes y experiencias previas	55
2.2	Objetivos	58
2.3	Metodología	60
2.4	Alcance de la investigación.....	61
2.5	Estructura de la tesis.....	62
3	ESTADO DEL ARTE.....	64
3.1	Hidrodemolición.....	64
3.1.1	Objeto del capítulo	64
3.1.2	Introducción.....	65
3.1.3	Antecedentes	66
3.1.4	Usos actuales de la hidrodemolición	68
3.1.5	Mecanismo de acción	70
3.1.6	Ventajas de la hidrodemolición	73
3.1.7	Desventajas de la hidrodemolición	73
3.1.8	Comparación respecto métodos tradicionales	74
3.1.9	Equipos.....	75
3.1.10	Parámetros de trabajo relevantes.....	80

3.1.11	Rendimientos teóricos.....	83
3.1.12	Costes.....	84
3.2	Conectores.....	84
3.2.1	Objeto del capítulo	84
3.2.2	Antecedentes	85
3.2.3	Generalidades.....	85
3.2.4	Tipos de conectores	86
3.2.5	Conectores pre-instalados	86
3.2.6	Conectores post-instalados	88
3.2.7	Uso de anclajes pre-instalables con hidrodemolición	91
3.2.8	Uso de tornillos roscados como anclajes	92
3.2.9	Conectores pre-instalados vs. Post-instalados	92
3.2.10	Marco normativo actual	93
3.3	Morteros de relleno de interfase.....	95
3.3.1	Requisitos particulares.....	95
3.3.2	Normativa vigente para materiales y sistemas de reparación estructural....	95
3.3.3	Morteros de interfase con adición de fibra estructural	96
3.3.4	Consideraciones generales del hormigón fibro-reforzado	97
3.3.5	Prestaciones resistentes del mortero reforzado con fibras	99
3.3.6	Caracterización de la resistencia a tracción.....	100
3.3.7	Modelos constitutivos.....	100
4	DESCRIPCIÓN DEL NUEVO MÉTODO DE REFUERZO	101
4.1	Descripción	101
4.2	Definición y alcance	103
4.3	Aspectos constructivos de la propuesta.....	104
4.3.1	Técnicas constructivas involucradas.....	104
4.3.2	Alternativas de procedimiento constructivo.....	105
4.3.3	Técnicas complementarias	108
4.4	Aspectos estructurales de la propuesta	108
4.4.1	Interfase de conexión	110
4.4.2	Criterios de diseño en refuerzos externamente conectados.....	111
4.4.3	Refuerzo a flexión	112
4.4.4	Análisis evolutivo o por fases	119
4.4.5	Situación accidental	120
5	VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL, MODOS DE FALLO Y MODELIZACIÓN TEÓRICA	121
5.1	Objetivo de la campaña experimental.....	121
5.2	Planteamiento de la campaña experimental.....	122
5.3	Descripción de la campaña experimental	123

5.4	Validación de la técnica de hidrodemolición	125
5.4.1	Técnicas de hidrodemolición evaluadas	125
5.4.2	Lanza manual.....	126
5.4.3	Equipos automáticos	130
5.4.4	Resumen y conclusiones	133
5.5	Interfase de adherencia	134
5.5.1	Objetivos particulares.....	134
5.5.2	Ensayo a tracción pura	135
5.5.3	Preparación de las probetas y método de ensayo.....	135
5.5.4	Resultados y conclusiones	135
5.5.5	Ensayo Push-out en sección mixta.....	136
5.5.6	Modificación de la probeta normalizada.....	137
5.5.7	Conectores soldados.....	138
5.5.8	Ensayo	139
5.5.9	Resultados.....	139
5.6	Mortero de interfase	141
5.6.1	Objetivos particulares.....	141
5.6.2	Fibra estructural ensayada	142
5.6.3	Ensayo de 3 puntos EN 14651:2005.....	143
5.6.4	Fabricación de las probetas.....	144
5.6.5	Resultados y conclusiones	144
5.7	Conectores.....	146
5.7.1	Objetivos particulares de la campaña	147
5.7.2	Ensayo a rasante	148
5.7.3	Probetas a ensayar	149
5.7.4	Configuración del ensayo	149
5.7.5	Procedimiento de ensayo	151
5.7.6	Resultados del ensayo.....	151
5.7.7	Cálculo teórico de la capacidad de los anclajes según EC2.....	153
5.7.8	Cálculo teórico de la capacidad de los anclajes según Eurocódigo 4.....	157
5.7.9	Discusión y conclusiones	159
5.8	Validación de la técnica propuesta en vigas reforzadas.....	162
5.8.1	Objetivo de la campaña	162
5.8.2	Descripción de las vigas	162
5.8.3	Descripción de la semisección.....	163
5.8.4	Procedimiento constructivo.....	165
5.8.5	Hidrodemolición	166
5.8.6	Secuencia de montaje tras hidrodemolición	167
5.8.7	Configuración del ensayo	168

5.8.8	Resumen ensayos a flexión.....	169
5.8.9	Discusión de los modos de rotura observados.....	174
5.8.10	Modelo teórico.....	177
5.8.11	Discusión de resultados.....	189
5.8.12	Simulación del refuerzo mediante modelo de elementos finitos.....	190
5.8.13	Comparación con refuerzo adheridos CFRP.....	197
5.8.14	Conclusiones.....	199
5.8.15	Recomendaciones de diseño.....	201
6	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	204
6.1	Conclusiones.....	204
6.2	Futuras líneas de investigación.....	208
A.	ANEJO: REALIZACIONES.....	209
I.	Descripción de la solución de refuerzo.....	209
II.	Procedimiento constructivo.....	213
B.	ANEJO: ENSAYOS DE ADHERENCIA.....	216
I.	Preparación de las muestras.....	216
II.	Metodología de extracción de probetas.....	218
III.	Metodología de ensayo.....	218
IV.	Resultados.....	220
C.	ANEJO: RESULTADOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE CONECTADORES.....	221
I.	Ensayos unitarios.....	221
II.	Cálculo resistente anclajes según Eurocódigo 2-4.....	230
a.	Resistencia a tracción.....	231
b.	Resistencia a cortante.....	235
III.	Cálculo a tracción.....	239
IV.	Cálculo a cortante.....	241
V.	Resumen de resultados.....	243
D.	ANEJO: ENSAYO DE VIGAS REFORZADAS.....	244
I.	Definición geométrica.....	244
II.	Resultados.....	247
a.	Viga 1.....	247
b.	Viga 2.....	250
c.	Viga 3.....	253
d.	Viga 4.....	257
E.	ANEJO: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ENSAYO UNITARIO A CORTANTE.....	262
I.	Objetivo.....	262
a.	Calibración del mortero fibro-reforzado.....	262
b.	Ensayo virtual del conector embebido en hormigón fibro-reforzado.....	265
c.	Resultados.....	266

II.	Discusión sobre la modelización FEM del ensayo.....	271
F.	ANEJO: ANÁLISIS NO LINEAL DE LA VIGA	272
I.	Objetivo.....	272
II.	Modelo de la viga original	272
III.	Modelo de la viga con pletinas de control del cortante	276
a.	Descripción del modelo	276
b.	Resultados	280
i.	Deformación de la Viga	280
ii.	Tensiones equivalentes Von Mises en la sección	280
iii.	Fisuración	282
iv.	Tensión en el armado interno (barra corrugada viga)	284
v.	Conectores.....	286
IV.	Discusión del modelo.....	288
G.	ANÁLISIS DE REFUERZO CFRP EXTERNAMENTE ADHERIDO	289
H.	EJEMPLO DE DISEÑO	292
I.	PATENTE	297
	REFERENCIAS	299

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1-1 Fases de trabajo para recrecido en pilote (a) ferrallado (b) encofrado.	31
Figura 1-2 Porcentual de fallo de una reparación. CONREPNET (Matthews, 2007)	32
Figura 1-3 Porcentual de éxito en reparaciones. CONREPNET (Matthews, 2007)	32
Figura 1-4 Porcentual de éxito, inicio de fallo y fallo en función de la edad de ejecución. (Matthews, 2007)	32
Figura 1-5 Porcentual de puentes según año de construcción en EEUU	33
Figura 1-6 Porcentual de puentes según material de construcción y luces en EEUU	34
Figura 1-7 Pérdida de recubrimiento debido a la corrosión por cloruros en ambiente marino: (a-d) se aprecia el fallo del armado activo. (e) Refuerzo local con nueva sección mixta en zona de apoyo.....	35
Figura 1-8 Causas de inicio del daño por corrosión (carbonatación y cloruros) y (b) evolución del daño cualitativo. (Fib bulletin 59) (Cairns et al., 2011)	36
Figura 1-9 Ejemplos de tendón multicordón en trazado de puente en losa (a) vaina bien inyectada (b) y puntos altos con segregación de la lechada (c)	36
Figura 1-10 Impacto en viga de puente en paso superior con afectación de cordones.....	37
Figura 1-11 Daño por corrosión en viga carrilera de puerto por cloruros.....	37
Figura 1-12 Zona de anclaje con alambres dañados. (Matthews, 2007)	37
Figura 1-13 Refuerzos sucesivos en el puente Champlain (Canadá): (a) Cerchas exteriores (b)(c) postensado exterior y refuerzo externamente adherido con materiales compuestos.	38
Figura 1-14 Diagrama de flujo para selección de técnica de refuerzo.....	39
Figura 1-15 Técnicas de refuerzo colaborante según el mecanismo de transmisión a rasante.	41
Figura 1-16 Técnicas de refuerzo colaborante anexando nuevas secciones de elevada rigidez y capacidad de rasante.	41
Figura 1-17 Ejemplos de refuerzo colaborante (a) (b) combinación de NSM con barra de acero y laminados de fibra de carbono, (c) postensado adicional multicordón adherente con recrecido (VSL) y (d) postensado unitario no adherente (SPS).....	42
Figura 1-18 Ejemplo de recrecido conectando nueva armadura (a) (ORION), (b)(c)(d) (AZUL, 2020), (e) VSL (f) CREHAB	43
Figura 1-19 Estructura paralela en cubierta con viga en T invertida postensada (VSL).	44
Figura 1-20 Sustitución funcional con celosía de pantalán de viga pretensado (INTERVIAS).	44
Figura 1-21 Sustitución funcional de cabecero deteriorado por cloruros, mediante cuelgue de nuevos cabeceros prefabricados (izados con gatos) INGETURARTE.	44
<i>Figura 1-22 Sustitución funcional tablero mediante pontona y marco de izado: Ramsay Group en la obra Lions' Gate Bridge Project.</i>	<i>45</i>
Figura 1-23 Solución combinada-mixta de "parihuelas" para ampliación de carriles AP7. (Serrano Corral & Martínez Calzón, 2021).....	45
Figura 1-24 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado (b).	46
Figura 1-25 Conexión de semisección con hidrodemolición: conexión a paramento inferior de viga (c) y lateral (d); conexión a losa continua con apertura alveolo (e).	46
Figura 1-26 Ensayo de una sección compuesta post-instalada (Kwon, 2008).....	47

Figura 1-27 Alternativas de tornillos instalados en el ala del perfil. (Kwon, 2008).	47
Figura 1-28 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado. (Kwon, 2008)	47
Figura 1-29 Conexión de tablero a viga metálica con inserción de CSP conectores en espiral.	48
Figura 1-30 Semi sección metálica anexada con vinculación en losa superior y paramento inferior de viga artesana.	49
<i>Figura 1-31 Sección completa en paso de pila, con tirantes de refuerzo de la cabeza de la pila con barra de alta resistencia.</i>	49
Figura 1-32 Dovela a punto de ser izada mediante grúa para su posicionamiento.	49
<i>Figura 1-33 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.</i>	50
<i>Figura 1-34 Vista de detalle superior de los pernos insertados en el espesor de la losa (20cm).</i>	50
Figura 2-1 Escenarios particulares de rehabilitación: (a) Trabajos en altura (b) Cruces de arriostramiento y tirantes en torre.	52
Figura 2-2 Vista conceptual de sección anexar.	53
Figura 2-3 Robot específico trabajando en posición óptima para RCSM.	53
Figura 2-4 Conexión entre viga y losa en distintas posiciones (inferior en losa (a), lateral (b) y fondo de viga (c)).	54
Figura 2-5 Secuencia constructiva con apertura de roza (a), e inserción de conectores (b).	54
Figura 2-6 (a) Saneamiento para restauración de dintel en pantallón (b) Armadura vista y desvinculada soporte (c) Alta rugosidad y solidez del soporte.	56
Figura 2-7 Apertura y rearmado en pantallas (por bataches).	56
Figura 2-8 Rearmado de viga, encofrado e inyección de mortero.	56
Figura 2-9 Refuerzo de pilas-pilote en pantallón (a) Antes del refuerzo (b) Reparación y refuerzo con CFRP.	57
Figura 2-10 (a) Daños en vigas pretensadas con afectación a alambre pretensado (b) Tras el saneamiento y refuerzo con CFRP.	57
Figura 2-11 Tipologías de obra nueva que combinaba chapas, pretensados y armadura pasiva, extraída de tesis (Aguilo & Bernabeu, 2004)	58
Figura 2-12 Sistema de sustitución funcional con perfil de chapa, sin colaboración con el forjado original: (a) NOUBAU, (b) HERMS	58
Figura 2-13 Generación de sección mixta con nuevos apoyos directos (superior) o con cuelgue (inferior).	61
Figura 2-14 Generación de sección mixta sin generar nuevos apoyos.	61
Figura 2-15 Esquema general de la tesis.	63
Figura 3-1 Sección en maqueta de la bomba de impulsión del agua a alta presión Ilustración(Hamelmann).	65
Figura 3-2 Vista de los robots que movilizan las boquillas para la demolición controlada.	65
Figura 3-3 Primeras aplicaciones (1960).(Momber, 2005).	67
Figura 3-4 Robot Conjet 360 año1985 (Conjet).	67

Figura 3-5 Ejemplo de corte de chapa con abrasivo. (JetEdge Waterjets).....	67
Figura 3-6 Cabezal de corte en tubería, con corte a 3800bar y caudal 4litros/min (Safe-Cut).	67
Figura 3-7 Ejemplo de útil de corte para espesor 70mm de chapa (JetEdge Waterjets)....	67
Figura 3-8 Reparación de coqueras internas en muro, mediante lanza adaptada a brazo hidráulico de excavadora (a) y (b). detalle de armado (c).	68
<i>Figura 3-9 Secuencia de apertura de losa de tablero para instalación de nueva barrera de contención (NESCO).</i>	69
Figura 3-10 Ejemplos de avance por vano completo (superior), por estar la viga apeada (superior), o por bataches (inferior).	69
Figura 3-11 Ejemplo de corte de forjado mediante consecución de taladros pasantes (diamante). (INGETURARTE).	69
Figura 3-12 Ejemplo de corte de forjado mediante agua a presión y posterior corte de armado con oxicorte. (INGETURARTE).	69
Figura 3-13 (a) Robot demoliendo (highimpactsolutions.com.au)	70
Figura 3-14 Demolición de dintel con lanza manual.....	70
Figura 3-15 Repicado de forjado manteniendo un armado base (Mayo).....	70
Figura 3-16 Retirada de recubrimiento de hormigón mediante repicado con brazo hidráulico, con moderada fisuración del soporte. (Diamantex).....	70
Figura 3-17 Dureza Vickers en las distintas interfases (Momber, 2005).....	71
Figura 3-18 Porosidad en función de la distancia a la superficie del árido (μm). (Momber, 2005).....	71
Figura 3-19 Vista del mecanismo de demolición (Momber, 2005).....	71
Figura 3-20 Imagen de las distintas fases de fractura originada por el agua a presión.	72
Figura 3-21 Diagrama de presión y caudal empleado en la demolición en hormigón armado y pretensado (WOMA).....	72
<i>Figura 3-22-Apertura de junta de tablero en puente de vigas pretensadas con robot, sin afectación del armado.</i>	73
<i>Figura 3-23 Demolición controlada de pilar para descenso de forjado posterior.</i>	73
Figura 3-24 Trabajos de saneo.....	74
Figura 3-25 Detalle del dintel tras la demolición, con armadura desvinculada del elemento.	74
Figura 3-26 Delaminación del hormigón por incorrecta programación del robot.....	74
Figura 3-27 Visualización del efecto del chorro de agua sobre soporte, frente a la demolición por picado. (ICRI).....	75
Figura 3-28 Equipos requeridos para hidrodemoler: depósito, grupo de presión, robot o cabezal y unidad de reciclado (Aquajet).	76
Figura 3-29 Equipos usados durante la campaña experimental: camión y robot (a), grupo de presión (b) y depósito de agua (c).	76
Figura 3-30 Equipos de UHP con lanza manual: sin soporte (a) y con equipo de apoyo (b) (Falch, s.f.).....	77
<i>Figura 3-31 Equipos artesanales para uso en muro pantalla (a), clave de túnel (b) y zona de apoyo de viga artesa (c).</i>	77
Figura 3-32 Equipo de UHP desplazándose sobre marco tubular.....	78
Figura 3-33 Equipo de UHP cortando conexión de forjado con muro.....	78

Figura 3-34 Equipo de HP demoliendo un tablero de puente (Aquajet)	78
Figura 3-35 Relación entre el caudal, la presión y la reacción generada (indicando el equipo habitual).	79
Figura 3-36 Equipo de UHP automatizado sobre tubo de andamio.	79
Figura 3-37 Robot de HP con desplazamiento en horizontal sobre celosía (Aquajet).	79
Figura 3-38 Robot de HP marco en horizontal sobre celosía (Aquajet).	79
Figura 3-39 Vista de robot automatizado demoliendo recubrimiento en pila de puente (a) Tramo aéreo (b) Tramo sumergido (Rglservices.co.uk).	80
Figura 3-40. Detalle del paramento obtenido con agua a presión y elevado caudal.	80
Figura 3-41 (a) Detalle del paramento con corte de árido, trabajando a muy alta presión y bajo caudal. (b) cajeadado en paramentos.....	81
Figura 3-42 Detalle de matriz de hormigón tras demolición con agua a 3000 bar (20l/min): (a) (b) matriz de hormigón poco porosa (c) matriz de alta porosidad.	82
Figura 3-43 Influencia en la porosidad y permeabilidad de la relación a/c (a) y de la distancia a cara de encofrado (b) (Momber, 2005).....	82
Figura 3-44 Incremento relativo de avance de demolición en función del tipo de hormigón y tamaño máximo de árido (a) y según porosidad de la matriz cementosa (b) (Momber, 2005).....	83
Figura 3-45 (a) Anclajes pre-instalados (flecha azul) (b) Anclajes post-instalados (flecha roja).	86
Figura 3-46 (a) Tipos de anclajes pre-instalados (Cast-in-Place CIP) (b) Anclajes post-instalados (Mahrenholtz & Wood, 2021).....	86
Figura 3-47 (a) Vista del equipo y procedimiento de soldadura de conectores (b) Tipología de anclajes (True Stud Welding, s.f.).....	87
Figura 3-48 Tipología de conectores	88
<i>Figura 3-49 Conectores habituales en industria</i>	88
Figura 3-50 Mecanismos de funcionamiento de familias PI-T-AS, PI-T-UC y PI-T-AE (Hilti, s.f.).....	89
Figura 3-51 Tipologías de anclajes PI (Mahrenholtz & Wood, 2021).	89
Figura 3-52 Perforación por rotopercusión.	90
Figura 3-53 Anclaje de tendón multicordón de postesado exterior a paramento (obsérvese la disposición irregular por interferencia armado).....	90
Figura 3-54 Postensado monocordón vinculado con anclaje unitario al soporte por rotopercusión. (Freysinet, s.f.)	90
Figura 3-55 Ejemplo de instalación de pletina después del taladro (a) y antes (b) (Hilti, s.f.).	91
Figura 3-56 Ménsula metálica con numerosos anclajes químicos (no instalados) por interferencia con armado base.....	91
Figura 3-57 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado (b).	92
Figura 3-58 Conexión de semisección con hidrodemolición: conexión a paramento inferior de viga (c) y lateral (d); conexión a losa continua con apertura alveolo (e).	92
Figura 3-59 Modos de rotura considerados en CCD.....	94
Figura 3-60 Modos de rotura a tracción (a) plastificación acero (b) fallo cono de hormigón (c) Arrancamiento hormigón en cabeza conector (d) Rotura del elemento base.....	94

Figura 3-61 Modos de rotura a cortante (a) plastificación acero(b) pry-out (c) cercanía a borde.....	94
Figura 3-62 Contribución cualitativa de las fibras tras la fisuración de la matriz (a) vista de probeta agotada con fibra PVA y metálica.....	96
Figura 3-63 Vista de ensayo de consistencia modificando contenido de fibras	98
Figura 3-64 Consistencia óptima sin segregación.....	98
Figura 3-65 Consistencia no válida para el bombeo.	98
Figura 3-66 Bombas para inyección de mortero y hormigón: (a) tornillo sin fin (Putzmeister, s.f.) (b) peristáltica (BOYSER, s.f.) (c) pistón (SCHWING, s.f.)	98
Figura 3-67 Esquema de encofrado y bombeo para desairear durante la inyección.	99
Figura 3-68 Ensayo de fluidez en obra (a)(AZUL) y ensayo de inyección de mortero en inmersión en sifón (b) (AZUL).	99
Figura 3-69 Ensayo UNE-EN 14651 (EHE)	100
Figura 3-70 Curva típica del ensayo EN-14651(: Código Modelo 2010).....	100
Figura 4-1 Secuencia constructiva del refuerzo propuesto.	101
Figura 4-2 Alternativas de secciones: metálicas, de hormigón (UHPC) o materiales compuestos. De igual forma puede incluir postensado.	102
Figura 4-3 Secuencia de avance en la regeneración (a) posicionamiento perfil (b) eventual arriostramiento (c) apertura continua o discontinua.	104
Figura 4-4 Celosía del puente de Tordera en Girona. (Serrano Corral & Martínez Calzón, 2021).....	104
Figura 4-5 Celosía metálica para viaducto Bus-Vao C-58 (Barcelona) (Llombart Jaques, 2017).....	104
Figura 4-6 Celosía metálica para refuerzo Champlain Bridge (Vancouver). (CBC, 2017).	104
Figura 4-7 Instalación posterior a demolición total de la viga.	106
Figura 4-8 Instalación posterior a demolición parcial de la viga.....	106
Figura 4-9 Instalación de conectores con chapas secundarias tras hidrodemolición en ventanas.....	106
Figura 4-10 Instalación de conectores retráctiles con demolición lateral. con chapas secundarias tras hidrodemolición en ventanas.	106
Figura 4-11 Sección de viga artesana con refuerzo externo metálico, incluyendo conectores en tablero y fondo de viga.	106
Figura 4-12 Vista de las aperturas para inserción de los conectores en la losa del tablero.	106
Figura 4-13 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.	107
Figura 4-14 Detalle de los conectores ya en su posición definitiva.	107
Figura 4-15.- Conexión en laterales de viga, con apertura de ventanas y placas atornilladas.	108
Figura 4-16.- Conexión con pernos secundarios (SPCC)	108
Figura 4-17 Técnicas complementarias a RCSM (a) NDT para detección de vainas (b) Medida con scan 3D.....	108
Figura 4-18 Sección mixta habitual en obra nueva (con eje neutro en ala superior del perfil), y técnica de refuerzo anexando semisección completamente traccionada.....	109

Figura 4-19 Nueva sección mixta apoyada en nuevos apoyos (a) o con cuelgue a viga original (b).....	110
Figura 4-20 Nueva sección sin apoyos y simplemente conectada en paramento inferior.....	110
Figura 4-21 Vista de conectores dispuestos en recubrimiento de la viga. La cabeza del conector queda a cota con el estribo.	111
Figura 4-22 Disposición de refuerzos bulonados o adheridos (Oehlers, 2004; Oehlers et al., 1997)-	111
Figura 4-23 Compatibilidad tensional asumiendo colaboración total.	112
Figura 4-24 Modos de fallo prematuro en refuerzo externo.	113
Figura 4-25 Fallo en anclaje (PE) final en refuerzo externo.	114
Figura 4-26 Tracciones en la disposición prevista.	114
Figura 4-27 Detalle de delaminación IC (Oehlers, 2004).....	114
Figura 4-28 Vista de fallo con delaminación intermedia prematura.	115
Figura 4-29 Formas de rotura similares por inicio de fisuración por cortante: (a) refuerzo con platabanda (b) RCSM y viga de hormigón armado sin estribos (c).....	115
Figura 4-30 Análisis cualitativo del modo de fallo.....	116
Figura 4-31 Equilibrio rotacional para obtener el cortante que genera la fisura (variando x).	116
Figura 4-32 Equilibrio de fuerzas verticales para el cortante que provoca deslizamiento (variando x).....	117
Figura 4-33 Efecto del tirante pasivo ante el fallo a cortante.	118
Figura 4-34 Efecto pasador del armado longitudinal.....	118
Figura 4-35 Agresividad en la demolición ante patologías internas en el hormigón.....	119
Figura 4-36 (a)(b) Pérdida de refuerzo colaborante adherido en viga de puente por impacto (c) Pérdida de recubrimiento en forjado tras incendio.	120
Figura 5-1 Contenido de la campaña experimental.....	123
Figura 5-2 Secuencia de las fases de los ensayos.	124
Figura 5-3 Vista general del depósito pretensado a sanear para su reparación y refuerzo	126
Figura 5-4 Vista de los trabajos con lanza manual sujeta por un operario especialista.	126
Figura 5-5 Detalle de la boquilla y el chorro de agua, con retirada de hormigón en zona interior a los alambres.....	126
Figura 5-6 Vista general de los trabajos de saneo con agua a presión, tras un cajeo por corte inicial y repicado.	128
Figura 5-7 Vista de las aperturas con nuevo rearmado.....	128
Figura 5-8 Macizado con mortero de reparación estructural fluido.	128
Figura 5-9 Vista de las pletinas a macizar por coqueras en el trasdós.....	129
Figura 5-10 Detalle de apertura lateral mediante lanza manual, en zona densamente armada.	129
Figura 5-11 Detalle lateral e inferior de los trabajos de saneo realizados, en zona de muy alta densidad de armado.....	129
Figura 5-12 Adaptación de lanza a equipo neumático	130

Figura 5-13 Equipo fabricado específicamente para este uso. Cabezal rígido sin movimiento.	131
Figura 5-14 Prototipos de robot trepante en instalación fabricante de los equipos.	132
<i>Figura 5-15 Apertura y rearmado de junta de dilatación puente de vigas</i>	132
<i>Figura 5-16 Programación CNC del cabezal en robot (Aquajet)</i>	134
Figura 5-17 Ensayos a tracción pura.	135
Figura 5-18 Anejo B EC4.	135
Figura 5-19 Ensayos a tracción pura (a) probeta con hormigón soporte y mortero (b) gato de extracción (c) probeta ensayada	135
Figura 5-20 Esquema y probeta a punto de ensayar.	136
Figura 5-21 Vista del procedimiento y de la apertura del hueco con hidrodemolición.	137
Figura 5-22 Procedimiento constructivo del ensayo de push-out.	137
Figura 5-23 Vista de la fabricación incluyendo el ferrallado (a), el hormigonado (b) y la demolición con plantilla metálica (c).	138
Figura 5-24 Vista general de la probeta (a), de la interfase metálica tras la rotura (b) y del hormigón y mortero (c). En color rojo se indican las tracciones y las compresiones en azul, fruto de la excentricidad del rasante.	139
Figura 5-25 Resultados de push-out con la probeta modificada con hidrodemolición.	140
Figura 5-26 Conector a cortante y tracción, con fallo por soldadura.	140
Figura 5-27 Conector a cortante y compresión, con fallo por rotura en el vástago.	140
Figura 5-28 Agotamiento del perfil auxiliar del gato (fallo prematuro).	140
Figura 5-29 Fibra de PVA	143
Figura 5-30 Fibra metálica.	143
Figura 5-31 Ensayo post-rotura viga 3 puntos normalizado.	143
Figura 5-32 Valores post-rotura extraídos del ensayo de 3 puntos normalizado.	144
Figura 5-33 Preparación de las probetas.	144
Figura 5-34 Ensayo post-rotura de la viga#5 SP	145
Figura 5-35 Ensayo post-rotura de la viga#6 SP	146
Figura 5-36 Disponibilidad de tornillos roscados DIN 931 para cada métrica y material.	147
Figura 5-37 Geometría de la cabeza para el diseño de su contribución en rotura.	147
Figura 5-38 Ensayo de tracción directa sobre conector	148
Figura 5-39 Ensayo de empuje de probeta dentro de bancada.	148
Figura 5-40 Ensayos de laboratorio por control de deformación dejando una cara libre.	149
Figura 5-41 Ensayos previos por control de fuerza coartando el giro de la probeta.	149
Figura 5-42 Despiece del marco para ensayos unitarios.	150
Figura 5-43 Detalle de fabricación de la probeta (a), acopio (b) y posicionamiento en ensayo (c). Se aprecia la holgura de 2mm en cada cara de la probeta y el perfil.	150
Figura 5-44 Carga-desplazamiento para las probetas M16_SF_ST / M16_SF_2T/ M16_CF_ST/ M16_CF_2T.	152
<i>Figura 5-45 Rotura de probetas (izq) y fallo del conector tras demolición (dcha)</i>	153
Figura 5-46 Curvas estimadas de resistencia a cortante según EC4 y modo de fallo : cortante máximo (kN) y diámetro conector (mm)	158

Figura 5-47 (a) Vista de la secuencia constructiva (b) viga dispuesta en laboratorio para ensayo a carga centrada.....	162
Figura 5-48 Sección de la viga y distribución de estribos.....	163
Figura 5-49 Sección metálica (a), vista superior (b) e inferior (c).....	163
Figura 5-50 Disposición de conectores prevista.....	165
Figura 5-51 Secuencia de fabricación de las vigas.....	166
Figura 5-52 Movimiento del robot en posición vertical y horizontal.....	167
Figura 5-53 Errores de programación del cabezal generando daños en la primera viga: (a) demolición fuera de rango (b) y (c) generación de lascas fuera de contorno.....	168
Figura 5-54 Secuencia del ensayo: (a) aplicación de carga a centro luz (b) medida tensiones a L/6 (c)(d) vista de las bandas extensométricas (e) repicado tras rotura para liberar zona de anclajes (f) rotura local de conector izado y conector descendido.....	169
Figura 5-55 Registro resumen de la Carga (kN)- flecha (mm) para cada viga:.....	170
Figura 5-56 Estados tensionales en el perfil metálico medidos en cada L/6 para la viga #4.....	171
Figura 5-57 Viga 1. Vista general del fallo (a), perfecta adherencia en servicio entre mortero y hormigón (b), fallo por arrancamiento de conectores a tracción (c) y detalle del conector y la matriz de mortero con fibras (d).....	172
Figura 5-58 Viga 2. Vista general del fallo CDC (a) fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (b) agotamiento en cabeza comprimida y plastificación perfil (c) y ausencia de conectores en extremos por fallo constructivo (d).....	172
Figura 5-59 Viga 3. Vista general del fallo CDC (a), perfecta adherencia y cosido de las fibras en el mortero (b), fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (c) y detalle del conector y la matriz de mortero con fibras (d).....	173
Figura 5-60 Viga 4. Vista general del fallo CDC (a), fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (b), agotamiento en cabeza comprimida y plastificación perfil y ausencia de conectores en extremos por fallo constructivo (d).....	173
Figura 5-61 Puntos relevantes de fallo: (a) fisuración inicial repartida cercana a diagonal (I) (b) fisuración de la diagonal crítica (CDC)(II) (c) fallo por “descuelgue” del perfil en zona de apoyo (III), con plastificación del perfil (cortante-flexión local)(IV) y agotamiento local del hormigón en cabeza comprimida (V).....	175
Figura 5-62 Esquema cualitativo del reparto de cortante en pernos descendidos debido al empuje a cortante.....	176
Figura 5-63 Pérdida de contribución de los conectores descendidos, debido a su nula contribución a tracción.....	176
Figura 5-64 Modos de rotura del conector (rojo) embebido 80mm en el recubrimiento (ver armado en azul).....	177
Figura 5-65 Cálculo de la viga sin refuerzo.....	178
Figura 5-66 Cálculo asumiendo contribución completa.....	179
Figura 5-67 Modos de rotura a cortante (a) plastificación acero(b) pry-out (c) cercanía a borde.....	180
Figura 5-68 Parámetros que rigen el cortante que fisura la diagonal CDC (equilibrio rotacional) $V_{dat\ cr}$	183
Figura 5-69 Parámetros que rigen el cortante que desliza en la diagonal CDC (equilibrio fuerzas verticales) $V_{dat\ u}$	183
Figura 5-70 Modelos numéricos realizados (a) idéntica a la ensayada (b) incorporando pletinas verticales en apoyo para mejora de la repuesta a cortante.....	191

Figura 5-71 Geometría del modelo de la viga reforzada.....	192
Figura 5-72 Relación carga (kN) y flecha (centro vano, mm) obtenida del modelo.	193
Figura 5-73 Fisuración para flecha en centro de vano de 5.3mm (unitaria).	194
Figura 5-74 Fisuración para flecha en centro de vano de 9.8mm (unitaria).	194
Figura 5-75 Fisuración en zona de anclajes para sección crítica en cortante (CDC).	195
Figura 5-76. Agotamiento del acero en los estribos internos (unitaria).	195
Figura 5-77 Vista lateral de la viga modelizada con pletinas ancladas.	196
Figura 5-78 Carga desplazamiento obtenida del modelo.	196
Figura 5-79 Fallo por fisuración en tirante en zona de apoyo (deformación unitaria en hormigón).....	197
Figura 5-80 Agotamiento del armado interno por el mecanismo de apoyo (tensión en armado original de la viga, MPa).....	197
Figura A-1 Ilustración Alzado y secciones del viaducto original	210
Figura A-2 Sección transversal del tablero	211
Figura A-3 Alzados	211
Figura A-4 Semi sección metálica anexada con vinculación en losa superior y paramento inferior de viga artesana.....	212
Figura A-5 Recrecido en pila existente para generar nuevos apoyos.....	212
Figura A-6 Detalle de conectadores soldados empleados.....	213
Figura A-7 Vista del robot de hidrodemolición realizando las aperturas en losa (para futura conexión de las vigas).....	213
Figura A-8 Vista del robot y del grupo de presión.	213
Figura A-9 Vista frontal del robot con equipo de presión.....	213
Figura A-10 Detalle de la apertura en espesor total de la losa de tablero. Se aprecia la totalidad de la armadura sin daño ni desplazamientos.....	213
Figura A-11 Retirada mediante oxicorte de la armadura que interfiere a los nuevos conectores.....	214
Figura A-12 Vista general de las ventanas realizadas en losa superior, y taladros pasantes realizados en base de viga con corona de diamante.	214
Figura A-13 Detalle de ventanas superiores realizadas con hidrodemolición y taladros inferiores.....	214
Figura A-14 Vista aérea de las ventanas de conexión con elementos de cuelgue para encofrado.	214
Figura A-15 Sección completa en paso de pila, con tirantes de refuerzo de la cabeza de la pila con barra de alta resistencia.	214
Figura A-16 Dovela a punto de ser izada mediante grúa para su posicionamiento.....	214
Figura A-17 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectadores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.	215
Figura A-18 Vista de detalle superior de los pernos insertados en el espesor de la losa (20cm).....	215
Figura A-19 Vista general de la viga pretensada reforzada en la zona de paso de pila vertical.	215
Figura A-20 Vista general de la viga pretensada reforzada en la zona de paso de pila inclinada.	215

Figura B-1 Secuencia del ensayo de adherencia en obra real	218
Figura C-1 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#2	222
Figura C-2 Dado2_M14_SF_2T	222
Figura C-3 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#3	223
Figura C-4 Dado8_M16_SF_ST	223
Figura C-5 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#4	224
Figura C-6 Dado 4_M16_SF_2T	224
Figura C-7 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#6	225
Figura C-8 Dado 5_M18_SF_ST	225
Figura C-9 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#6	226
Figura C-10 Dado 6_M18_SF_2T	226
Figura C-11 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#7.....	227
Figura C-12 Dado7_M14_CF_ST	227
Figura C-13 Dado 8_M14_CF_2T	228
Figura C-14 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#9.....	228
Figura C-15 Dado 9_M16_CF_ST	229
Figura C-16 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#10.....	229
Figura C-17 Dado 10_M16_CF_2T	229
Figura C-18 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#7 y Dado#12.....	230
Figura C-19 Dado 7 y Dado 12.....	230
Figura C-20 (a) Modo de rotura por pry-out (b) distribución de tensiones en zona de perno y (c) efecto grupo	236
Figura C-21 Figuras de llaves o pasadores a cortante (a) y sus modos de rotura esperados (b).....	238
Figura D-1 Secuencia de rotura para viga #1.....	247
Figura D-2 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #1.	249
Figura D-3 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #1.	249
Figura D-4 Secuencia de rotura para viga #2.....	251
Figura D-5 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #2.	252
Figura D-6 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #2.	252
Figura D-7 Secuencia de rotura para viga #3.....	255
Figura D-8 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #3.	257
Figura D-9 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #3.	257
Figura D-10 Secuencia de rotura para viga #2.....	260
Figura D-11 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #4.....	261
Figura D-12 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #4.....	261
Figura E-1 Ensayo virtual para calibrar el comportamiento pre-rotura	263
Figura E-2 Ensayo virtual para calibrar el comportamiento post-rotura.	263
Figura E-3 Ajuste iterativo del comportamiento post-rotura, comparando con el ensayo	264
Figura E-4 Apertura de fisura del ensayo virtual	264
Figura E-5 Geometría de la probeta	265

Figura E-6 Condiciones de contorno de la probeta.....	266
Figura E-7 Empotramiento del tornillo a la placa base.....	266
Figura E-8 Carga (kN) desplazamiento (mm) para anclaje unitario.	267
Figura E-9 Tensión en chapa soporte en contacto con conector.	267
Figura E-10 Tensión en conector en contacto con chapa.....	268
Figura E-11 Fisuración al comenzar a plastificar la pletina soporte.....	268
Figura E-12 Máximas tracciones al imponer un desplazamiento de 0.05mm.....	269
Figura E-13 Fisuración con desplazamiento impuesto de 1.15mm.....	269
Figura E-14 Evolución de la fisuración en la probeta.....	271
Figura F-1-Viga de hormigón y mortero inyectado.	273
Figura F-2-Armado interno de la viga.....	273
Figura F-3-Sección metálica anexada (vista inferior).....	274
Figura F-4- Sección metálica anexada (vista inferior).....	274
Figura F-5- Detalle de los conectores izados y en descenso.	275
Figura F-6- Viga compuesta (mitad de la luz).	276
Figura F-7 Vista de la configuración de la viga y la sección anexada (negro) y del mortero fibro-reforzado (gris claro).....	277
Figura F-8 Vista del armado interno original de la viga.	277
Figura F-9 Perspectiva de la viga (medio vano) incluyendo la nueva sección y los puntos de cuelgue en zona de apoyos.....	278
Figura F-10 Vista inferior, incluyendo los rigidizadores para la sección en U.....	278
Figura F-11 Detalle de los conectores M16 (sin cabeza) y calidad 8.8, de altura 100mm.	279
Figura F-12 Condiciones de contorno definidas (por simetría).....	279
Figura F-13 Carga (kN) y desplazamiento (mm) obtenida del modelo.....	280
Figura F-14 Tensiones equivalentes en chapa superior de sección metálica.....	281
Figura F-15 Tensiones equivalentes en sección U (evolución de tensiones indicadas en Figura F.10).....	281
Figura F-16 Tensión de Von Mises para la fibra mas traccionada de la sección en centro de vano.	281
Figura F-17 Evolución de la fisuración (incrementos 50kN)	284
Figura F-18 Tensión interna en armado de viga (incrementos 50kN).....	286
Figura F-19 Tensión equivalente en la chapa superior y carga por conector (kN).	288
Figura G- 1 Estado tensional en la viga reforzada con CFRP, para el flector límite por despegue intermedio.....	290
Figura H-1 Ejemplo de la viga considerada (misma tipología que la del ensayo).	292
Figura H- 2 Diagrama tensional en rotura para la viga sin reforzar.....	293
Figura H- 3 Diagrama tensional en rotura para la viga reforzada.....	294

LISTA DE TABLAS.

Tabla 1-1 Edad puentes por país (COST345, 2004)	33
Tabla 2-1 Objetivos específicos.....	59
Tabla 3-1 Tabla de equipos a alta presión.....	80
Tabla 3-2 Tabla de equipos UHPC ultra alta presión	81
Tabla 3-3 Valores de eficiencia de hidrodemolición de hormigón (Hilmersson, 1998) Presión de trabajo: 100 MPa, caudal de agua: 193 l/min, tipo de robot: HVD-6000.....	83
Tabla 3-4 Reparto de costes unitarios para la actividad de hidrodemolición robotizada (Momber, 2005)	84
Tabla 3-5 Tipología de conectores (Referencia)	87
Tabla 3-6 Tipología de conectores post-instalados.....	89
Tabla 3-7 Marco normativo relevante de anclajes (Mahrenholtz & Wood, 2021)	93
Tabla 3-8 Marco normativo para FRC	99
Tabla 5-1 Parámetros relevantes de la aplicación.	127
Tabla 5-2 Parámetros relevantes de la aplicación.	128
Tabla 5-3 Parámetros relevantes de la aplicación.	129
Tabla 5-4 Parámetros relevantes de la aplicación.	130
Tabla 5-5 Parámetros relevantes de la inspección.	131
Tabla 5-6 Parámetros relevantes de la inspección.	132
Tabla 5-7 Parámetros relevantes de la aplicación.	132
Tabla 5-8 Propiedades mecánicas de los conectores.....	138
Tabla 5-9 Propiedades resistentes del mortero.....	138
Tabla 5-10 Cálculo de la capacidad resistente de los conectores.	139
Tabla 5-11 Resultados obtenidos.....	139
Tabla 5-12 Prestaciones de fibra polimérica y metálica ensayada	142
Tabla 5-13 Valores residuales para fibra polimérica y metálica.....	145
Tabla 5-14 Alternativa de probetas ensayadas.....	149
Tabla 5-15 Prestaciones MasterEmaco S5450PG.....	150
Tabla 5-16 Resultados obtenidos para las probetas de M16.....	151
Tabla 5-17 Geometría de la probeta.	154
Tabla 5-18 Resumen de valores últimos de diseño según EC2-4.	155
Tabla 5-19 Cálculo según 7.2.1.4 EC2-4 asumiendo fallo en acero.	156
Tabla 5-20 Cálculo según 7.2.1.4 EC2-4 asumiendo fallo por arrancamiento de cono de hormigón	156
Tabla 5-21 Cálculo según 7.2.1.5 EC2-4 asumiendo fallo de la cabeza de perno.	157
Tabla 5-22 Resultados a cortante según EC4	157
Tabla 5-23 Comparación de resultados estimados y obtenidos en ensayo.....	158
Tabla 5-24 Descripción de los conectores empleados.	164
Tabla 5-25 Disposición y número de conectores empleados (ascendidos y descendidos).	164
Tabla 5-26 Resumen resultados flexión. Inicio del fallo y carga máxima.....	170

Tabla 5-27 Flector alcanzado en ensayo respecto el de agotamiento asumiendo plena contribución.....	179
Tabla 5-28 Flector respuesta en la sección asumiendo contribución completa según anclajes.	180
Tabla 5-29 Cálculo de cortante CDC asumiendo refuerzo como armado interno.....	184
Tabla 5-30 Cálculo de cortante CDC asumiendo refuerzo como postensado pasivo.....	186
Tabla 5-31 Comparativo del método teórico para predecir fallo CDC (cuantía longitudinal o postensado pasivo).	187
Tabla 5-32 Cálculo de cortante según EC2 asumiendo refuerzo como cuantía interna....	188
Tabla 5-33 Comparativo de estimación del punto de fallo a cortante con EC2.	189
Tabla 5-34 Comparación de resultados estimados frente los ensayados.	190

1 INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN

1.1 Introducción

La durabilidad de las infraestructuras existentes es relevante en muchos países, tanto por el agotamiento de la vida útil como deterioros acelerados y no previstos. Hay muchos factores que limitan la vida útil de los puentes, pero se debe destacar: la creciente demanda de tráfico (con mayores cargas autorizadas frente las de proyecto) y los ambientes agresivos por uso de sales fundentes (especialmente en climas fríos).

La carbonatación y los cloruros son los responsables del proceso de iniciación de la corrosión en la mayor parte de las estructuras. En hormigones expuestos a la intemperie, la corrosión del armado (o pretensado) provoca un incremento en su volumen y conduce al fallo del recubrimiento, la fisuración y la delaminación. Los cloruros migran por difusión desde la superficie (en general, y si no se incorporan en masa) aprovechando defectos y fisuras, y por ello es importante garantizar el recubrimiento adecuado.

El tablero de hormigón es el elemento directamente expuesto a los cloruros, y en segundo lugar las vigas perimetrales (por dónde se drena el agua). El mantenimiento de estos tableros suponen hasta el 50% de los costes de mantenimiento en puentes. Las alternativas para mejorar su durabilidad son: dotar de impermeabilización o empleo de barras inertes a la corrosión (galvanizadas, bañadas en epoxi, inoxidable o de materiales compuestos). Alternativamente se puede usar protección catódica, con ánodos de sacrificio, por corriente impresa o mediante inhibidores de corrosión.

En fase de diseño las propuestas de mejora de la durabilidad implican el incremento de los recubrimientos, y la propuesta de uso de hormigones de alta compacidad.

La corrosión en estructuras pretensadas o postensadas se origina por los mismos mecanismos de despasivación que en el hormigón armado: presencia de cloruros o carbonatación y pérdida de protección. La sensibilidad de este acero a un fallo por corrosión bajo tensión es mayor, originando un fallo frágil y de difícil predicción y con consecuencias normalmente fatales. La configuración del pretensado es variada, en base a su procedimiento constructivo y a la adherencia o no de los tendones. La adherencia o no de

los tendones es relevante ante daños por corrosión: siendo de carácter local la pérdida para el adherente, o de todo el elemento en el no adherente.

No hay mucha bibliografía ni estadísticas sobre las causas y alcances de daño en puentes postensados. En el documento NCHRP (Board, 1998) se refieren experiencias de fallo en UK y USA. Se citan fallos y colapso de postensado adherente en UK: Bickton Meadows Footbridge en Hampshire en 1967, y Yns-y-Gwas Bdige en West Glamorgan en 1985. Ambas estructuras se realizaron por dovelas prefabricadas con junta a base de mortero. La permeabilidad de la junta promovió la entrada de humedad, cloruros y oxígeno favoreciendo la corrosión de los tendones. La corrosión en estructuras pretensadas con armadura pretesa es más crítica que en hormigón armado, donde la estabilidad depende de poca cuantía a muy alta tensión, con mecanismos de anclaje por adherencia (en todos los elementos pretensados). Con pequeños decrementos de aportación del armado activo, las pérdidas de respuesta estructural son muy elevadas (y con varios mecanismos de daño: flexión y cortante afectados a la vez). La tecnología de anexar secciones metálicas, combinada con postensado puede suplementar fallos locales en tendones adherentes o plantearse como refuerzos en todo el elemento.

1.2 Antecedentes

Cuando se analizan las técnicas habituales de reparación y refuerzo, se observa que todos los trabajos dependen en gran medida de tareas manuales. No solo en rendimiento, sino también en la calidad de los trabajos (y aceptación). Por ello el resultado depende de la pericia y experiencia del operario y/o de las condiciones climáticas (Figura 1-1). En general los trabajos de reparación son de difícil acceso, y la eficacia de la supervisión y cumplimiento de los pliegos de condiciones son limitados.

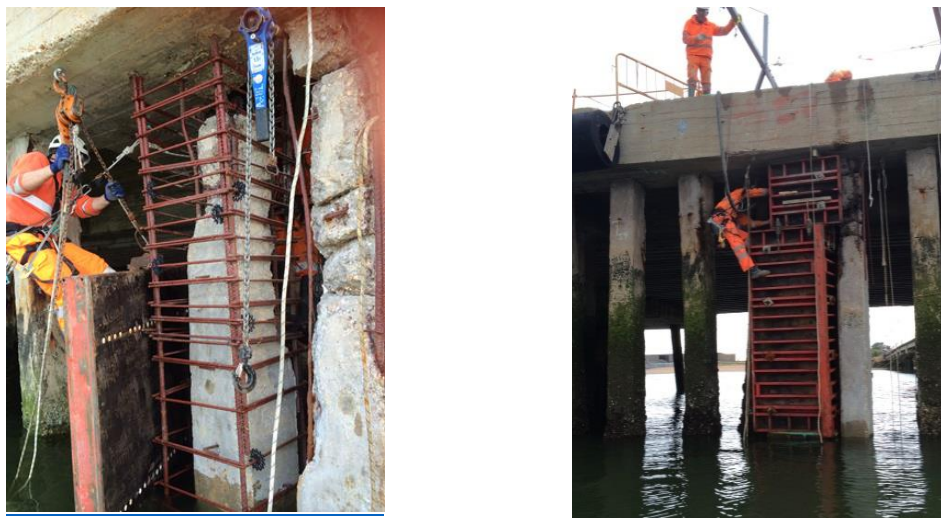


Figura 1-1 Fases de trabajo para recrecido en pilote (a) ferrallado (b) encofrado.

Los materiales cementosos y sintéticos que se emplean en reparación son de altas prestaciones pero sensibles a un correcto uso (condiciones ambientales, calidad del soporte, preparación, tiempos de espera y mezclado de los mismos). Estas condiciones obligan a respetar los tiempos de amasado y condiciones de soporte (humedad), en especial para productos sintéticos (adhesivos, por ejemplo, usados en refuerzos de fibra de carbono). Las variables ambientales condicionan los procesos: normalmente siendo el rango de aplicación entre 5º y 35ºC; y soportes secos.

Los morteros o adhesivos cementosos son más versátiles y permiten soportes saturados de agua incluso en inmersión. Son materiales que también requieren una puesta en obra

cuidadosa, pero son menos sensibles a efectos de fluencia y elevada temperatura. Su coste también es menor al de los productos sintéticos (epoxi en general).

1.2.1 Eficiencia de los trabajos de reparación

Hay pocos estudios independientes de la eficiencia de las técnicas de reparación, y la duración de los trabajos. En el estudio CONREPNET (Matthews, 2007) no se arrojan datos muy alentadores, especialmente en referencia a la durabilidad de las reparaciones realizadas por parcheo. El 40% de dichas reparaciones falla antes de los 10 años, y sólo el 15% supera los 20 años, tal y como se indica en la Figura 1-2, Figura 1-3 y Figura 1-4.

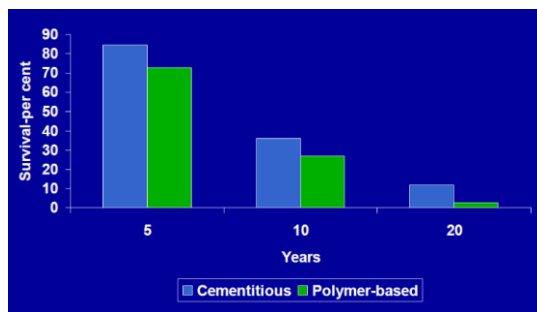


Figura 1-2 Porcentual de fallo de una reparación. CONREPNET (Matthews, 2007)

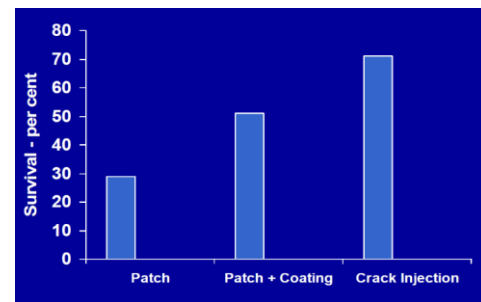


Figura 1-3 Porcentual de éxito en reparaciones. CONREPNET (Matthews, 2007)

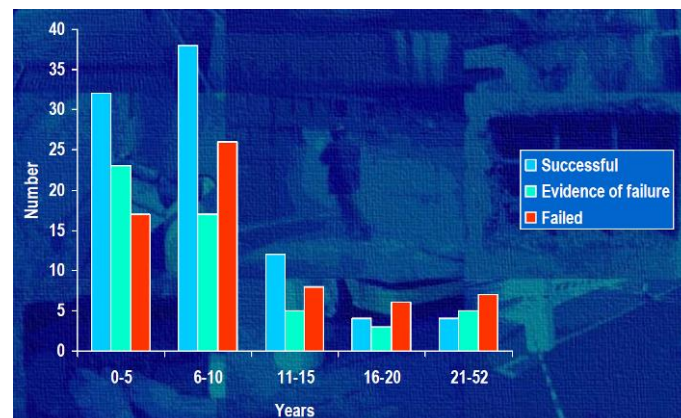


Figura 1-4 Porcentual de éxito, inicio de fallo y fallo en función de la edad de ejecución. (Matthews, 2007)

De los costes de reparación, los costes directos ligados a materiales y ejecución (aquellos sensibles a encarecer por una mejora en los procesos y control de calidad) pueden llegar a ser el 50-60% del total de la obra, por ser los costes de implantación y medios, muy importantes en obras de rehabilitación. Si las propuestas incrementan el rendimiento, acortando plazos e internalizan el coste, las soluciones son técnica y económicamente más ventajosas.

1.2.2 Parque de infraestructuras existente en Europa y EEUU

Para acotar el mercado potencial de las técnicas que se describen a continuación, es importante disponer de un correcto inventario y clasificación de los daños de las estructuras. En los últimos años hay muchos planes de gestión integral de los mismos, y ponen de relieve lo importante de establecer estrategias y puntos óptimos de inversión (ante evolución del daño no lineal).

En la Tabla 1-1 se extrae el porcentaje de puentes según fecha de construcción en distintos países europeos (Adey et al, COST345, 2004):

Tabla 1-1 Edad puentes por país (COST345, 2004)

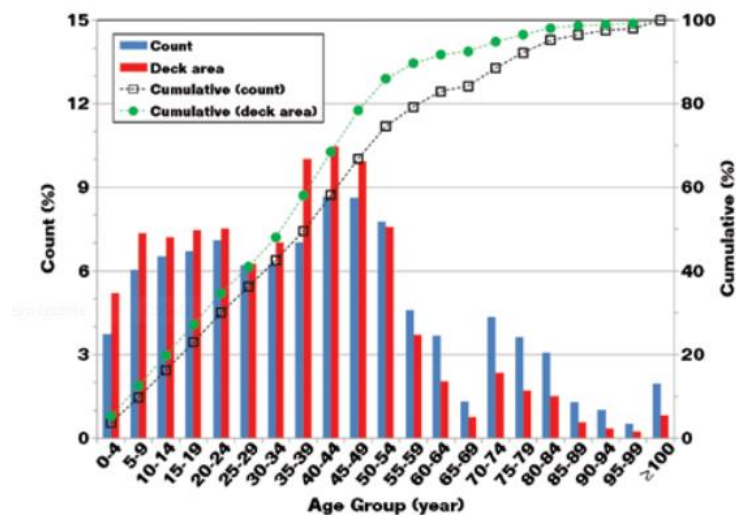
País	Edad (%)				
	Pre 1900	1900-45	1946-69	1970-2001	Desconocido
Austria	0.52	4.47	34.15	56.61	4.25
República Checa	8.06	23.40	22.08	33.53	12.93
Francia *	0.43	4.3	36	59.5	
Dinamarca	3(E)	16(E)	30(E)	51(E)	
Noruega*	1.19	9.30	33.5	56.01	
Eslovenia**	3.62	18.66	22.2	55.5	
España**	28.4	10.6	21.54	39.48	
Suecia	1.2(E)	12(E)	39(E)	48(E)	
Suiza	0	0	39.8	60.1	
Reino Unido	40(E)	20(E)	20(E)	20 (E)	

(E) Estimado,

* Sólo carreteras nacionales

** Sólo carreteras nacionales y regionales

De igual forma en el informe de National Bridges Inventory (NBI, 2010) referente a los puentes en Estados Unidos, se grafía la edad y tipología de los puentes, tal como aparece en la Figura 1-5 y Figura 1-6. En base a estos datos y teniendo en cuenta el carácter reciente del diseño por estado límite de durabilidad, parece lógico plantearse soluciones de refuerzo que alcancen la sustitución funcional de la viga.



Distribution of the total bridges by age (2010 NBI data).

Figura 1-5 Porcentual de puentes según año de construcción en EEUU

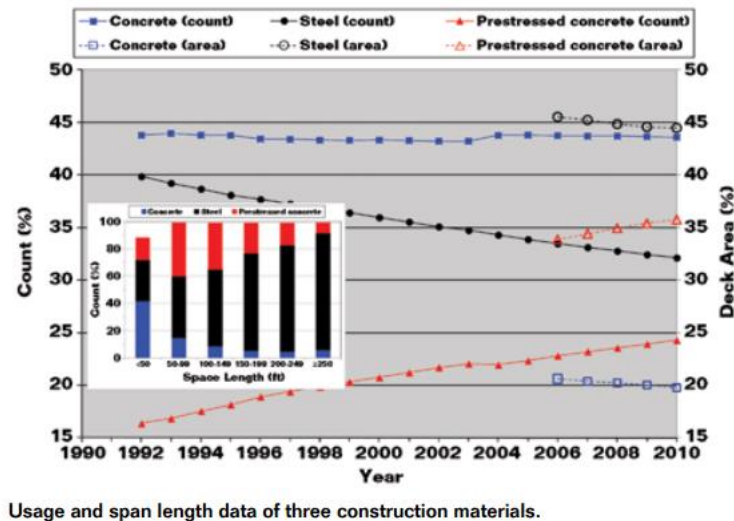


Figura 1-6 Porcentual de puentes según material de construcción y luces en EEUU

En la investigación publicada por (Olsson, 2017), cuyo objetivo es conectar antiguos puentes metálicos a losas de hormigón, se expone que el 50% del total tienen entre 30 y 65 años de antigüedad. En Europa, en un inventario de puentes BRIME (Godart & Cremona, 2001) concluye que el 57% de puentes se construyó antes del 1980. En Japón la mayoría de sus infraestructuras se desarrolló entre los años 1950-70. Esto implica que este año (2021) más de 50.000 puentes habrá superado los 50 años en servicio. Ante un incremento de carga por vehículo del 15% se dobla el daño en fatiga, reduciendo su vida útil en la mitad. En Suecia desde los años 50 la carga máxima se ha cuatriplicado (de las 15 a 64 toneladas actuales). Finlandia, desde 2013, ha incrementado la carga máxima de 60 hasta las 76 toneladas actuales. En estos países nórdicos, la importancia de la industria maderera ha obligado a estos incrementos para satisfacer su demanda. En el resto de Europa se siguen limitando las cargas máximas entre 40 y 50 toneladas. Ante la necesidad de implementar “mega-trucks” deberá realizarse un estudio de su impacto en el refuerzo de puentes (4000 a 8000 millones de euros de inversión en Alemania). Idénticamente a la carga máxima, el volumen de tráfico se ha incrementado por 9 en los últimos 60 años. En UK el número de vehículos matriculados se ha multiplicado por 6 (1950-2005) mientras que la red de carreteras permanece muy estable durante estos años.

En el informe PANTURA (Haghani, 2013) se exponen estadísticas similares en puentes ferroviarios y en entornos urbanos. En fechas recientes en EEUU (NBC News, 2020) se anuncian inversiones destinadas a actualizar 10k puentes (sobre 35k deficientes, siendo un 7.5% del total de puentes inventariados frente un 12.1% hace 10 años). Un 80% de ellos son puentes pequeños en zonas rurales.

1.3 Daños en estructuras existentes

En hormigón postensado, uno de los problemas en la reparación es la tardía determinación de daños por corrosión. En parte, por lo difícil del acceso al puente (en general grandes luces y altura), y por otro lado por la dificultad de inspección de partes ocultas (vainas en puntos altos en centro de vano).

Veremos que los trabajos habituales de saneo y reparación, especialmente en hormigón pretensado sin anclajes y sin vaina, no son simples de realizar. Los trabajos de saneo acarrearán el peligro de afectar el anclaje de los tendones, liberando la fuerza y dañando personal y equipos, además de la afectación estructural. En la Figura 1-7 se ilustran los

daños por corrosión en un pantalán conformado por vigas pretensadas. Se aprecia la pérdida de recubrimiento de hormigón y el fallo de tendones (en zona de apoyo).

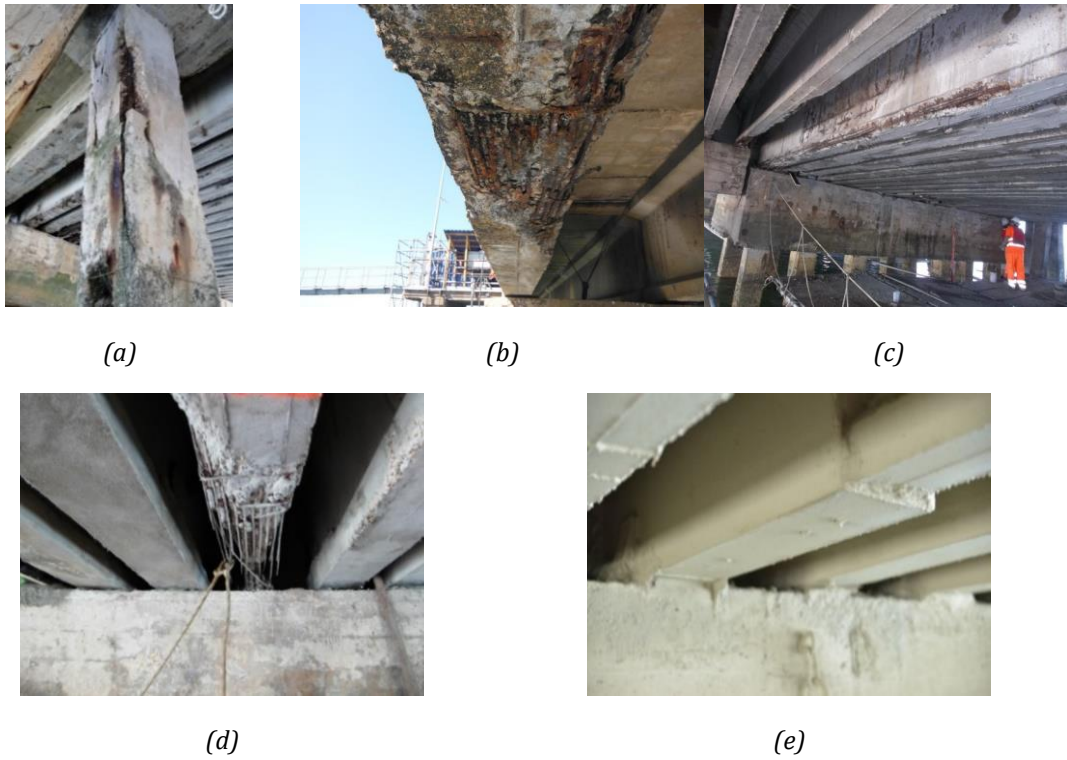
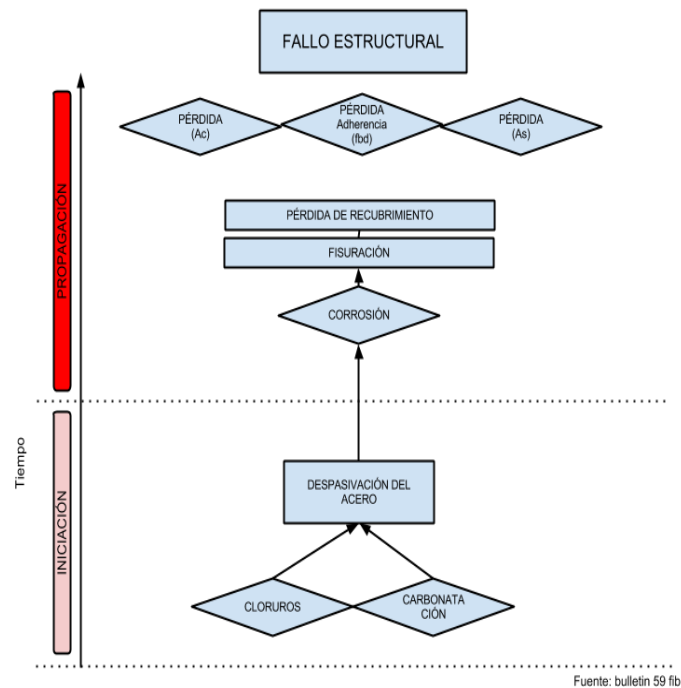


Figura 1-7 Pérdida de recubrimiento debido a la corrosión por cloruros en ambiente marino: (a-d) se aprecia el fallo del armado activo. (e) Refuerzo local con nueva sección mixta en zona de apoyo.

En la Figura 1-8 se indican las causas principales de daño, según lo expuesto por el fib Bulletin 59 (Cairns et al., 2011). También se ilustra que inspecciones tardías (visuales), por no disponer de técnicas de inspección no destructivas (TND) conlleva a actuar de forma reactiva con los daños ya iniciados.



Fuente: bulletin 59 fib

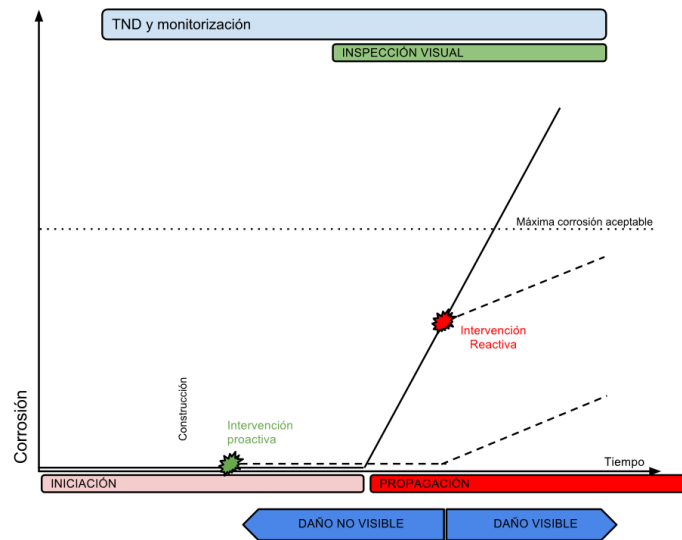


Figura 1-8 Causas de inicio del daño por corrosión (carbonatación y cloruros) y (b) evolución del daño cualitativo. (Fib bulletin 59) (Cairns et al., 2011)

Daños en armadura activa

Los daños por corrosión en acero son especialmente críticos en estructuras pretensadas, con afectación y rotura de los tendones. Ante la rotura de un tendón no adherente, éste pierde la contribución en toda la longitud entre anclajes, liberándose la precompresión. La rotura por corrosión de un tendón adherente (habitual en postensado inyectado o pretensado adherente) origina un fallo local. El fallo del tendón descomprime localmente el elemento, recuperándose su contribución a una distancia suficiente (longitud de transferencia). Este comportamiento adherente dota de redundancia a la estructura, pero por el contrario limita un eventual refuerzo incorporando nuevo postensado adicional (generando precompresiones adicionales).

En la Figura 1-9 se ilustran fallos habituales en postensado adherente, debido a la incorrecta inyección del tendón (segregación en los puntos altos por excesiva relación agua/cemento de la mezcla).

La Figura 1-10 muestra daños por impacto, mientras que las Figura 1-11 y Figura 1-12 muestran daños por corrosión iniciada por cloruros en vigas prefabricadas.

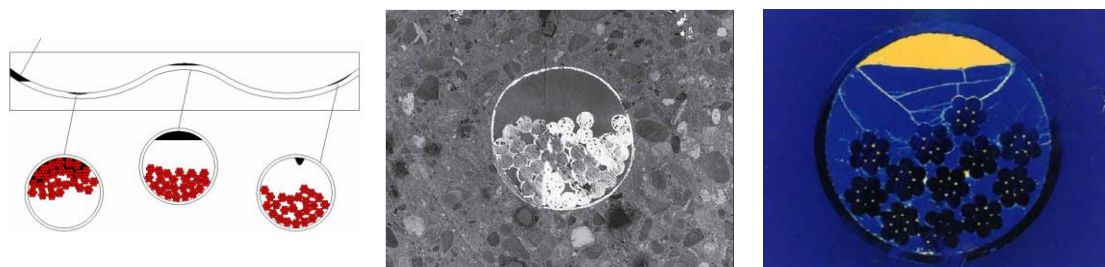


Figura 1-9 Ejemplos de tendón multicordón en trazado de puente en losa (a) vaina bien inyectada (b) y puntos altos con segregación de la lechada (c)



Figura 1-10 Impacto en viga de puente en paso superior con afectación de cordones



Figura 1-11 Daño por corrosión en viga carrilera de puerto por cloruros.



Figura 1-12 Zona de anclaje con alambres dañados. (Matthews, 2007)

Si bien las técnicas de investigación no destructivas evolucionan, a día de hoy es difícil estimar la pérdida y predecir el fallo por corrosión bajo tensión. Frente a estas dificultades, cobra sentido plantear un cambio de esquema estático o a nivel seccional, conectando a la sección original una sección que asuma la falta de resistencia hasta garantizar las cargas de diseño. Esta transferencia de carga entre lo existente y lo nuevo, con conexiones sólidas es técnicamente viable, mediante gatos o tendones temporales.

En otoño de 1992, el Ministerio de Transporte del Reino Unido impuso una prohibición temporal sobre la ejecución de estructuras postesadas inyectadas. El motivo fue el colapso de dos pasarelas en 1960, y el colapso de un puente en 1985 en Gales y la inspección de otros 9 puentes realizados por dovelas. Reino Unido no es el único país donde han existido problemas en estructuras postesadas mal inyectadas. En 1992, en Bélgica colapsó Melle Bridge, un puente construido en 1956 sobre el río Scheldt. Este viaducto se acababa de revisar, inspeccionar y aceptar su estado de forma reciente a su fallo. La moratoria en Reino Unido se levantó en 1996 con la publicación del informe "Advisory Post-Tensioned Concrete Bridge".

El primer puente pretensado en EUA se abrió al tráfico en 1950 y la mayoría de los 110.000 puentes pretensados son posteriores a 1960. La problemática de corrosión en estructuras pretensadas se ha detectado en la década de los 90 (NBI, 2010)).

Las normas y recomendaciones recientes incluyen el diseño cumpliendo el estado límite de durabilidad, pero no ha sido así para para muchas estructuras existentes. Para el postensado es relevante, focalizándonos en las exigencias de calidad en la lechada. Actualmente se exige la no segregación de la misma (baja a/c, homogeneidad, calidad y energía de amasado) pero su control en obra no ha sido habitual. Sin esa calidad en la lechada no se garantiza la protección de los cables en los puntos altos de los tendones, debido a la segregación. A su vez estos puntos cercanos a tablero son los más susceptibles de contaminarse por cloruros (sales fundentes).

Recientemente ha habido actuaciones de reemplazo (Figura 1-13) o sustitución por estos motivos, y es previsible un incremento de casos con el paso del tiempo. La sustitución parcial o total de postensado dañado exigirá técnicas de refuerzo colaborantes que de forma temporal o permanente reemplacen la respuesta de los tendones afectados.



Figura 1-13 Refuerzos sucesivos en el puente Champlain (Canadá): (a) Cerchas exteriores (b)(c) postensado exterior y refuerzo externamente adherido con materiales compuestos.

1.4 Tecnologías de refuerzo existentes

Las necesidades de refuerzo de estructuras existentes son diversas: aumento de sobrecargas o restitución de la respuesta estructural original, pérdida de resistencia por problemas de durabilidad, explosión o accidente. En todos los casos, es preciso incrementar la respuesta bien adjuntando una estructura paralela que tome parte o todas las cargas, o recreciendo la sección original sobrearmando o recreciendo.

El diagrama de la Figura 1-14 define los criterios relevantes al definir un refuerzo estructural. Para un refuerzo colaborante, hay varias formas de materializar la conexión entre el elemento original y el nuevo: por adherencia (habitual en adhesión de materiales compuestos) o bien con conectores mecánicos o químicos. Los conectores mecánicos post-instalados se insertan previo taladro. Habitualmente los trabajos de refuerzo deben ser compatibles con trabajos complementarios de reparación, dotando de la protección necesaria a la estructura. El objeto de la tesis es explorar el refuerzo de estructuras con aneji3n de nuevos elementos prefabricados, mediante una demolici3n controlada previa.

El caso más habitual es disponer una pieza metálica a vincular para proceder a realizar los taladros. En este caso se debe destacar:

- Interferencia de la perforación con el armado existente. En el caso de taladros por rotopercusión (sin capacidad de cortar armadura) es habitual no poder instalar la totalidad de los pernos taladrados. En este caso se prevé un porcentaje de falsos en el diseño, o previamente se replantea el patrón de armado. En el caso de perforación con corona de diamante (con capacidad de cortar armadura) se debe prever el corte de armado existente y la afectación estructural que implica. El empleo de hidrodemolición permite insertar los pernos adaptando o moviendo el armado original, sin cortes.
- Para los casos anteriores y cuando el taladro se realiza con la estructura postinstalada, es necesario taladrar un diámetro mayor al del perno para la adherencia con el adhesivo (mínimo +4mm). El resultado es una holgura entre el perno y el taladro de la chapa. Si bien hay alguna alternativa de mejora (pernos con sobre espesor en su conexión con chapa o inyección previa de resina) normalmente no se ejecutan. Esta holgura provoca deslizamientos en servicio con pérdida progresiva de la conexión por fatiga (Kwon, 2008), debido a la fracturación de la interfase de resina provoca deslizamientos relativos. La respuesta en rotura si se mantiene al depender de la plastificación del acero (para grandes deformadas).
- En la instalación de conectores mediante taladro previo, no se puede insertar conectores con cabeza en punta (habituales en pernos soldados). El no disponer de la cabeza embebida en hormigón reduce la capacidad a rasante y tracción del mismo.
- Cuando se emplean adhesivos estructurales de naturaleza sintética para anclar el perno (mayoría de los casos), hay dos limitaciones importantes derivadas de su naturaleza: no adhieren correctamente sobre soportes húmedos y ante temperaturas en servicio elevadas pierden capacidad resistente (>80°C). Ambas condiciones vienen motivadas por la naturaleza del adhesivo (en general resinas epoxi): al ser inmiscibles con soportes con agua, y al tener una temperatura de transición vítrea (60-70°C) por encima de la cual pierden capacidad adherente. Aunque hay morteros específicos de naturaleza cementosa para este uso (inyección en taladro) su uso es poco habitual, al endurecer más lentamente y ser de más difícil inyección (que las resinas bicomponente en cartucho).
- La instalación de pernos adheridos requiere la correcta ejecución: perforación, limpieza de la misma por soplado, inyección adecuada e inserción del perno desaireando eventuales burbujas. Este proceso es laborioso resultando difícil de industrializar o robotizar, frente a la alternativa planteada.

1.5.1 Refuerzo colaborante

Todas las técnicas de refuerzo colaborante se basan en conformar una nueva sección mixta. La respuesta dependerá de las prestaciones del material, del mecanismo y zona vinculada y del histórico de los estados tensionales. Cada técnica tiene limitaciones autoimpuestas (prestacionales del material) u originadas por el fallo del elemento al que refuerzan.

Las técnicas se pueden o deben combinar para optimizar la respuesta final. A modo de ejemplo, de forma total o parcial, un recrecido seccional a una viga a base de conectores y nuevo armado puede incluir tendones adherentes de postensado. En la Figura 1-15 y Figura 1-16 se muestran distintas tipologías de refuerzo para una viga de puente pretensada: con tendones activos no adherentes, pletinas o laminados anclados o bulonados, recrecido seccional o demolición e inserción de conectores.

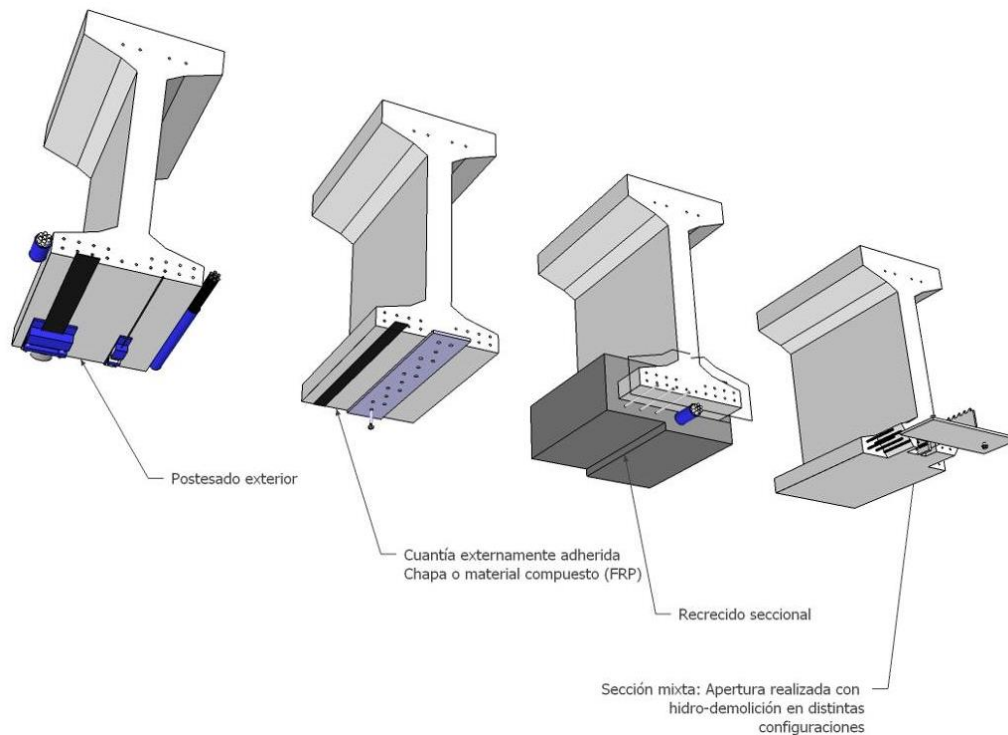


Figura 1-15 Técnicas de refuerzo colaborante según el mecanismo de transmisión a rasante.

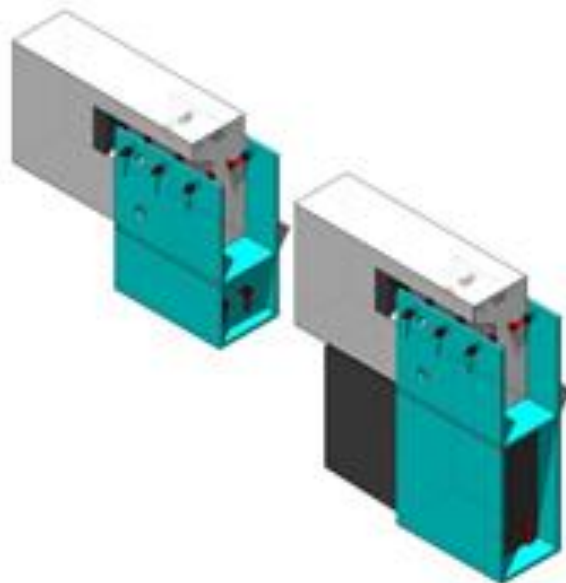


Figura 1-16 Técnicas de refuerzo colaborante anexando nuevas secciones de elevada rigidez y capacidad de rasante.

Las Figura 1-17 muestra casos particulares de refuerzo dónde se combinan varias técnicas: Se muestra el refuerzo de una cubierta en voladizo con inserción de laminados, barras de alta resistencia y laminados adheridos en superficie. El siguiente ejemplo combina la inserción de barras de alta resistencia y nuevos apoyos con pilas intermedias para reforzar una losa con tráfico de carretera. Los dos últimos ejemplos ilustran el refuerzo con recrecido seccional y nuevos tendones (adherentes y no adherentes respectivamente).



Figura 1-17 Ejemplos de refuerzo colaborante (a) (b) combinación de NSM con barra de acero y laminados de fibra de carbono, (c) postensado adicional multicordón adherente con recrecido (VSL) y (d) postensado unitario no adherente (SPS).

La evaluación detallada de la repuesta estructural del elemento requiere, forzosamente, disponer de la siguiente información:

- Detalles constructivos existentes con modificaciones.
- Geometría de los elementos.
- Calidad de materiales: hormigón, acero y resistencia superficial a tracción pura.
- Localización de daños, ubicación, extensión de fisuras y grietas.
- Localización y extensión de corrosión en armadura interna.
- Cuantía de armadura existente.
- Evaluación de cargas existentes.
- De existir oxidación en la armadura, la pérdida de capacidad resistente del elemento se evaluará teniendo en cuenta la pérdida de sección resistente así como la pérdida de adherencia.

Para soporte excesivamente fisurado o degradado, es precisa su reparación hasta conseguir la cohesión y solidez requerida para la eficiencia del refuerzo. En algunos casos es precisa la retirada del mortero existente y su restitución.

1.5.1.1 Limitaciones de las técnicas

Las técnicas de refuerzo mediante mecanismos de adhesión tienen las limitaciones siguientes:

- Requieren de un soporte de calidad (sin patologías) y por ello requieren la reparación previa.

- El soporte debe ser plano y sin curvaturas importantes, exigiendo un trabajo manual de lijado del soporte y limpieza.
- Son muy sensibles a la fisuración del paramento donde adhieren, iniciando fallos prematuros por delaminación (PE, IC, CDC), tal como se comenta en el apartado 4.4.3.1.

1.5.2 Recrecido seccional

Las técnicas de refuerzo mediante la conexión de nuevas secciones mediante armadura transversal por taladro y pernos (químico o mecánico de expansión), presentan los siguientes inconvenientes:

- Si no se quiere afectar la armadura existente, y se taladra por rotopercusión, hay dos opciones:
 - Se taladra primero y se replantea una plantilla (proceso complejo).
 - Se permite una holgura en taladro con una pletina secundaria, en cuyo caso la contribución de cada perno viene controlada por el par de apriete del mismo.
- Si se taladra con diamante, la posición de los taladros es precisa, pero se corta y secciona el armado interno.

En las siguientes imágenes (Figura 1-18) se muestra el proceso constructivo con varios ejemplos: saneado de la superficie e inclusión de nueva armadura (a, b), relleno por batches (c), encofrado con puntos de relleno (d) y refuerzos realizados (e) (f).

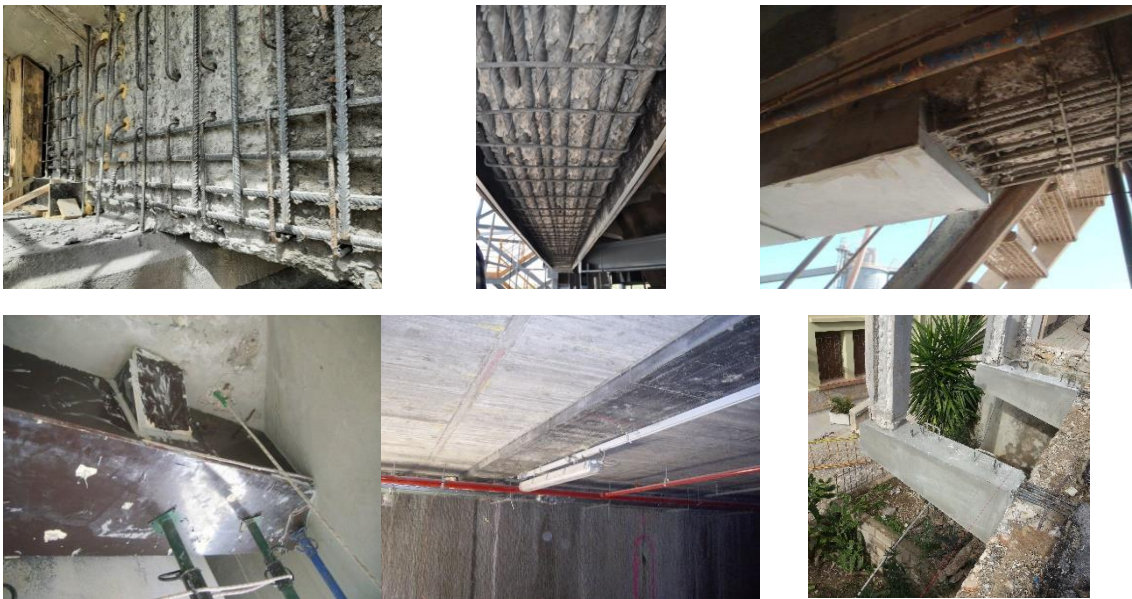


Figura 1-18 Ejemplo de recrecido conectando nueva armadura (a) (ORION), (b)(c)(d) (AZUL, 2020), (e) VSL (f) CREHAB

1.6 Sustitución funcional



Figura 1-19 Estructura paralela en cubierta con viga en T invertida postensada (VSL).

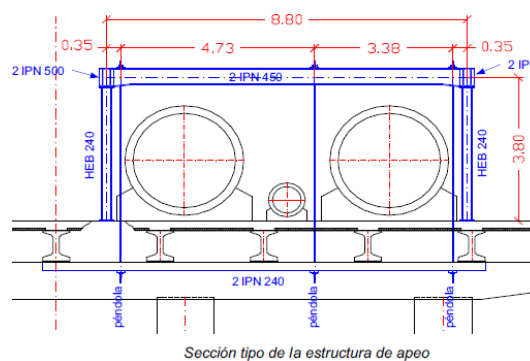


Figura 1-20 Sustitución funcional con celosía de pantalán de viga pretensada (INTERVIAS).

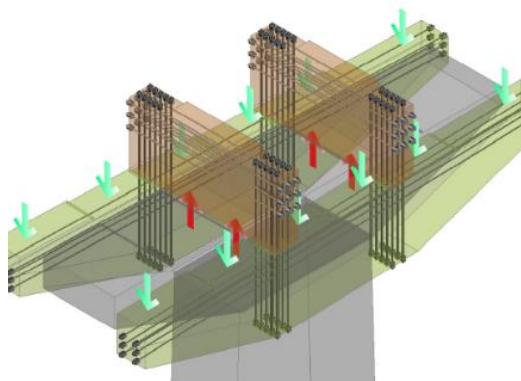
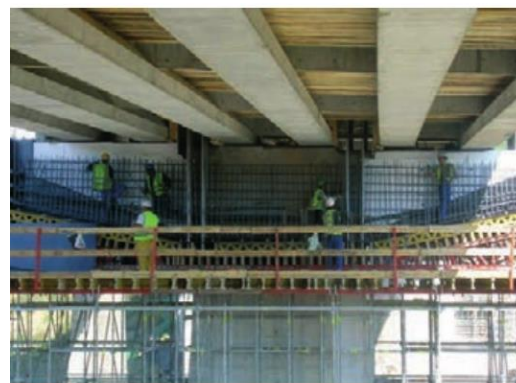


Figura 1-21 Sustitución funcional de cabecero deteriorado por cloruros, mediante cuelgue de nuevos cabeceros prefabricados (izados con gatos) INGETURARTE.



Los siguientes ejemplos ilustran técnicas de sustitución funcional o reemplazo, bien manteniendo el elemento original de insuficientes prestaciones resistentes como en la Figura 1-19 o con un reemplazo parcial o total (Figura 1-20). Todas ellas quedan fuera del ámbito de las técnicas de recrecido seccional o refuerzo colaborante, pero deben considerarse en el análisis global de alternativas y soluciones valoradas: únicas o en combinación (parcialmente conectadas).

En la Figura 1-21 se muestra el refuerzo de un dintel de puente de vigas debido al avanzado daño por corrosión por cloruros. Como alternativa a un refuerzo mediante rearmado adicional, se reemplazan funcionalmente los dinteles originales por nuevos dinteles. Los nuevos dinteles cuelgan de unas vigas intermedias que transfieren la carga de las vigas al nuevo dintel.

Otros ejemplos de reemplazo total se recogen en la Figura 1-22, con sustitución total del tablero mediante técnicas de izado.



Figura 1-22 Sustitución funcional tablero mediante pontona y marco de izado: Ramsay Group en la obra Lions' Gate Bridge Project.

A medio camino entre la sustitución funcional o el reemplazo hay soluciones alternativas, disponiendo nuevos elementos vinculados que tras transferir la carga, asuman una porción de las acciones. El mejor ejemplo (además sistematizado), se ha diseñado para para ampliar luces en estructuras de paso de la AP7: es la solución de las “parihuelas” de MC2 (Serrano Corral & Martínez Calzón, 2021). Una solución combinada-mixta para puentes losa, que acopla secciones cajón romboidales de acero Corten paralelas a la sección (encajadas bajo las alas de la losa). Con un postensado transversal se apean las pilas a demoler (por rozamiento) y por deformación de los nuevos perfiles se compatibilizan los esfuerzos (Figura 1-23).



Figura 1-23 Solución combinada-mixta de “parihuelas” para ampliación de carriles AP7. (Serrano Corral & Martínez Calzón, 2021).

1.7 Realizaciones de refuerzo convirtiendo a sección mixta

En la actualidad el refuerzo por conversión a sección mixta se ha realizado en puentes de vigas metálicas, dónde se restituye la conexión con la losa a modo de cabeza comprimida, originalmente sin conectores.

La inserción de pernos con cabeza o tornillos roscados obliga a la apertura local o unitaria del tablero, demoliendo hasta acceder a la cabeza de la viga. Como alternativa a los pernos soldados se ha investigado el uso de tornillos roscados, empleando tuercas simples o dobles a la del perfil metálico. (Dai et al., 2018; Pathirana et al., 2016; Pavlović et al., 2016a)

En la Figura 1-24 se visualiza la conexión de vigas metálicas a tableros, con acceso desde el paramento superior (apertura de cata) o inferior (taladro y perno insertado).

Por otra parte, en la Figura 1-25, se grafía la conexión con apertura de alveolos:

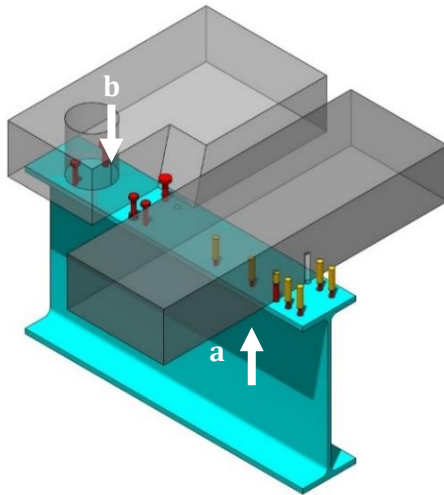


Figura 1-24 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado (b).

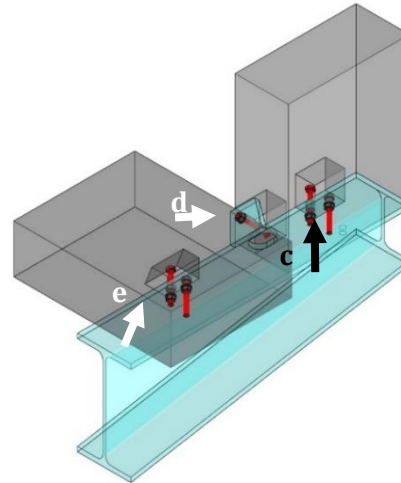


Figura 1-25 Conexión de semisección con hidrodemolición: conexión a paramento inferior de viga (c) y lateral (d); conexión a losa continua con apertura alveolo (e).

La reconexión de puentes de vigas no mixtos para convertirlos en mixtos quedan recogidos en varios trabajos: Universidad de Texas en Austin (G. Kwon, M.D. Engelhardt, 2011). De igual forma y dentro del programa *ProLife (Prolonging Lifetime of old Steel and steel-concrete bridges)* la Universidad de Lulea (Suecia) (Olsson, 2017) supervisó y monitorizó el refuerzo del puente Pitsund Bridge en Goteburgo, mediante taladro e inserción de pines (coiled spring pins).

Otra referencia muy relevante, y cercana al objeto de investigación, es la proyectada por IDEAM: puente sobre el río Duero en Zamora. Autovía A-66 P.K. 278+400. En este trabajo se anexa una nueva viga externa metálica a una artesa pretensada existente (con daños). Se da la particularidad que es la única referencia que emplea hidrodemolición (en losa superior) para conectar pernos soldados. En el anejo A de la tesis se detalla el procedimiento constructivo, con información facilitada por los autores.

1.7.1 Reconexión de puentes metálicos

La técnica de reconexión para crear secciones mixtas se ha investigado únicamente en el campo de puentes metálicos existentes con losas no conectadas, habituales en Europa antes de los años 80.

En Texas Austin (Kreitman et al., 2016) se investiga distintos conectores para unir vigas metálicas con losas. En este trabajo se investiga el comportamiento de los conectores en estático y bajo fatiga. Se validan 3 tipos de conectores distintos para realizar una conexión parcial. Se ensayan conectores insertados por el paramento superior mediante doble tuerca y tuerca simple. Para una disposición parecida se ensaya un conector adherido con taco químico mediante taladro desde el paramento inferior.

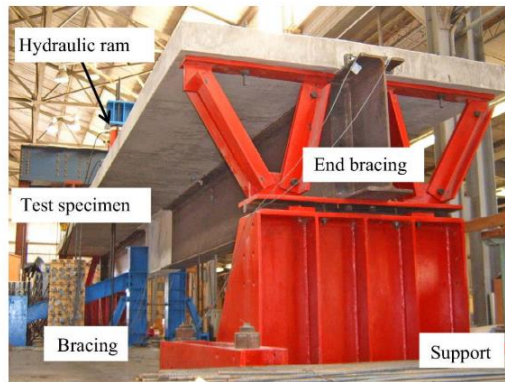


Figura 1-26 Ensayo de una sección compuesta post-instalada (Kwon, 2008).

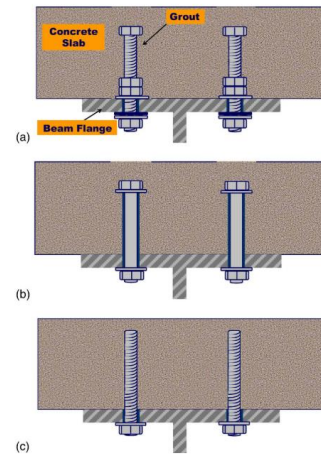


Figura 1-27 Alternativas de tornillos instalados en el ala del perfil. (Kwon, 2008).

En años 2007 y 2009 (Kwon, 2008) siguen las investigaciones ensayando vigas (W30x99) de 12 metros de luz (vanos simple) cargadas con una carga puntual en el centro del vano (Figura 1-26, Figura 1-27). Se conectan para alcanzar una conexión del 30% con conectores distribuidos uniformemente. En una de las vigas se materializó una conexión fuerte en la zona de apoyos, mostrando una mayor ductilidad. El trabajo pone de relieve la fatiga en los pernos adheridos con resina, con daño en la interfase en el taladro y la chapa metálica (Figura 1-28). Finalmente la holgura provoca deslizamientos relativos produciendo una errática transmisión de esfuerzos a lo largo del ensayo. Tras 300,000 ciclos los conectores estaban asumiendo casi ninguna fuerza y el comportamiento de la viga era de sección no compuesta. La fatiga debilitaba la respuesta en cargas bajas pero no para cargas últimas.

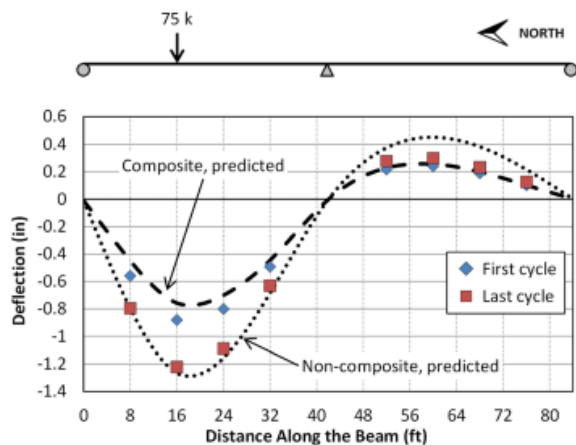


Figure 6.19 Deflection Change during North Span Fatigue Test

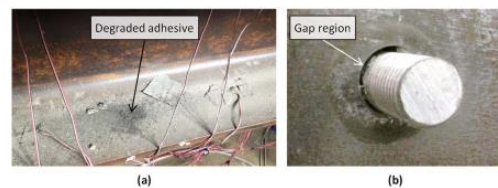


Figure 6.18 Visual Observations of Adhesive Degradation – (a) Powdered adhesive and (b) Gap around connector

Figura 1-28 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado. (Kwon, 2008)

1.7.2 Uso de otros conectores (en espiral)

Los anteriores trabajos citados en Suecia (Hällmark, 2018; Hällmark & Collin, 2019) exploran la conexión con distintos métodos de puentes metálicos de vigas. Para este tipo de puentes la mejor forma de reconectarlos es accediendo a la parte inferior del ala superior del perfil metálico. Se realiza un taladro perforando el ala metálica y a continuación se perfora un taladro en el hormigón. En ese momento se puede insertar un perno adherido

con resina, un expansivo mecánico u otro tipo (pasadores en espiral). Obviamente sin acceder a la parte superior del tablero no se puede introducir un perno con cabeza sin realizar un taladro de grandes dimensiones.

Ya en los años 80 se ensayan comparativamente conectores soldados y roscados (Dedić & Klaiber, 1984). Mas recientemente se ha modelado por otros autores (Pavlović et al., 2013, 2016b), hasta que recientemente quedan recogidos por Eurocódigo 2 (parte 4) ((CEN, 2018).

En el artículo de (Hällmark & Collin, 2019) se describe el refuerzo y monitorización del viaducto Pitsund en Suecia, que con una longitud total de 399m y un ancho de 9m, se refuerza insertando conectores en espiral (Figura 1-29). Se escoge la inserción de conectores desde el paramento inferior, para no afectar al pavimento ni la impermeabilización, y con mínima afectación al tráfico.

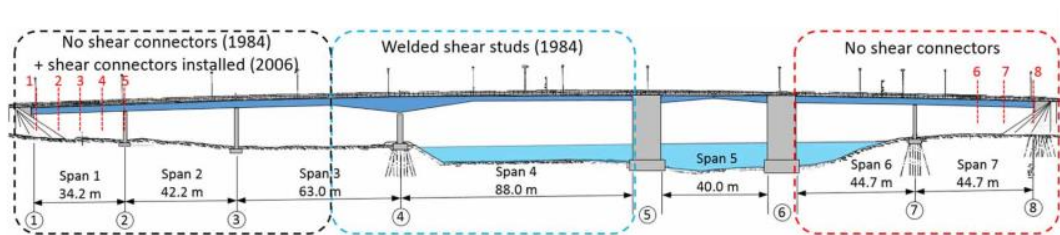


Fig. 2: Elevation drawing of the Pitsund Bridge illustrating the different types of shear connection

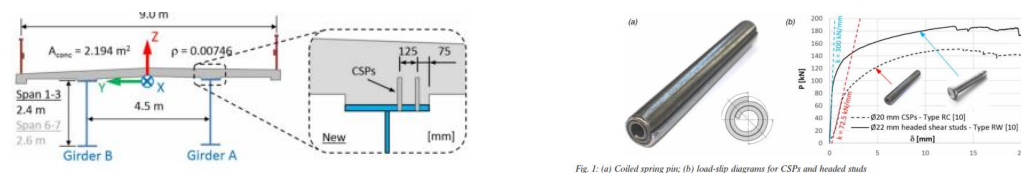


Fig. 1: (a) Coiled spring pin; (b) load-slip diagrams for CSPs and headed studs

Figura 1-29 Conexión de tablero a viga metálica con inserción de CSP conectores en espiral.

CSP (SPIROL, 2020) son unos conectores habitualmente usados en la industria durante varias décadas, pero son poco conocidos en construcción. Constructivamente simplifican su puesta en obra al no requerir soldadura a la pletina. Se trata de un conector conformado por una chapa enrollada (2.25 veces). Antes de su instalación tiene un diámetro superior al del taladro, y al insertarse mediante un gato se precomprime. De esta forma se garantiza el contacto contra la pared del taladro (en chapa y pared de hormigón).

El dimensionamiento del refuerzo del viaducto se modelizó en base a los ensayos experimentales para los distintos anclajes, realizándose una prueba de carga y concluyendo que efectivamente el comportamiento final correspondía a una sección compuesta. Se observó un incremento de coacción entre la losa y las vigas para deformadas pequeñas ocasionado por la fricción y otros fenómenos de bloqueo, que disminuyen las solicitaciones a fatiga en los pernos alargando su vida útil. La simulación generada mediante conexión rígida se validó en ELS, aunque el estudio expone las limitaciones en ULS debido a la poca respuesta en coacción vertical de estos conectores y el eventual levantamiento del tablero respecto al perno (uplift).

1.7.3 Reconexión de puentes de hormigón con nueva sección metálica.

A continuación se cita la única obra referenciada que realiza un refuerzo por conversión a sección mixta con hidrodemolición y taladros. Los conectores empelados son pernos soldados, y se insertan después de realizar la demolición en tablero (Mato et al., 2021).

La nueva sección tipo anexada se forma con dos Z simétricas, con conexión en losa superior (apertura de hueco) discurre en todo el canto del alma y conecta en paramento inferior de la losa con huecos pasantes realizados con taladro de diamante. La sección dispuesta tiene espesores variables entre 20 y 25mm, cerrándose en su totalidad en la zona de paso de pila

simple y en entrega en estribos. La solución incluye rigidizadores verticales, y cartabones en la zona de ubicación de los nuevos apoyos (Figura 1-30). Tras la instalación se prevé el macizado de la holgura entre la viga existente y la chapa, mediante inyección de mortero de reparación estructural fluido sin retracción.

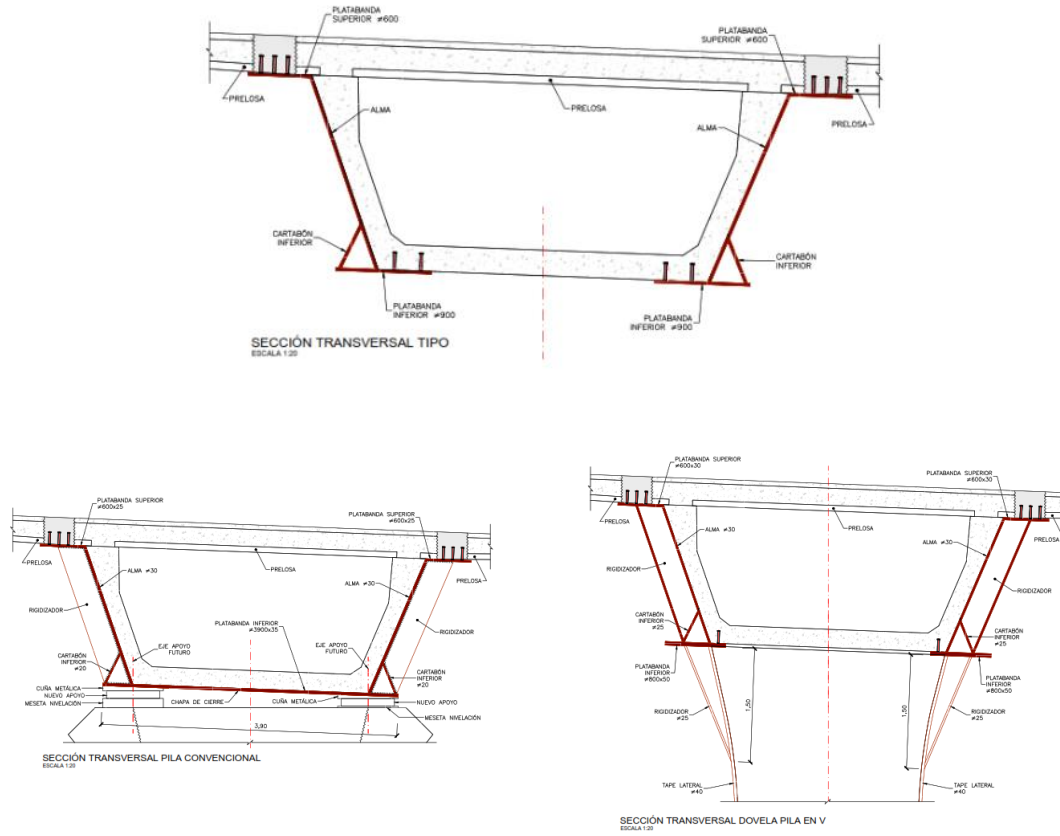


Figura 1-30 Semi sección metálica anexada con vinculación en losa superior y paramento inferior de viga artesa.

En las Figura 1-31 a Figura 1-34 se aprecia la apertura de la losa de tablero, la semisección lista para ser instalada y un detalle de la conexión. Más información sobre esta actuación se detalla en el ANEJO A: REALIZACIONES.



Figura 1-31 Sección completa en paso de pila, con tirantes de refuerzo de la cabeza de la pila con barra de alta resistencia.



Figura 1-32 Dovela a punto de ser izada mediante grúa para su posicionamiento.



Figura 1-33 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.



Figura 1-34 Vista de detalle superior de los pernos insertados en el espesor de la losa (20cm).

1.8 Conclusiones y necesidades de refuerzo

Como resumen a las técnicas de refuerzo descritas se puede concluir que:

- Cuando el refuerzo estructural debe absorber un incremento de carga superior a la capacidad resistente del elemento, no es suficiente emplear sistemas adheridos. La naturaleza sintética de los adhesivos presenta limitaciones en situación accidental, y los modos de fallo prematuro por despegue limitan la cota máxima del refuerzo.
- Como alternativa al refuerzo adherido, es habitual recrear la sección original con nueva armadura y hormigón. Este recrecido puede incluir postensado para activar y transferir parte de la carga. La conexión se realiza con anclajes adheridos previo taladro. Esta técnica es efectiva, aunque con limitaciones constructivas: es muy laboriosa, al requerir trabajos de taladro, ferrallado y encofrado. Al ser lenta, interfiere al uso de la estructura, derivando en elevados costos por medios auxiliares.
- Las técnicas descritas no son robotizables y se limitan a trabajos aéreos (no en zona sumergida), y en algunos casos sin humedad.
- Los conectores insertados con taladro pueden cortar el armado original (si se perforan con diamante), o requerir taladros adicionales si se opta por la rotoperusión (sin corte del acero existente). Estos conectores presentan holgura entre la chapa metálica y el conector, siendo un punto débil en la respuesta a fatiga.

Por tanto, a la vista de los inconvenientes y limitaciones apuntadas por los métodos existentes, en la presente tesis se presenta y analiza numérica y experimentalmente, un nuevo método de refuerzo basado en la conexión de secciones metálicas con inserción de conectores previa apertura de alveolos con hidrodemolición.

2 OBJETIVOS Y METODOLOGIA

2.1 Introducción

2.1.1 Motivación

Los requisitos de transporte están incrementando el tráfico, especialmente en vehículos pesados, con un incremento en peso e intensidad de tráfico. Esto condiciona la actual infraestructura, especialmente los puentes. Un número importante de puentes exceden las cargas para las cuáles fueron diseñados, y requieren bien un refuerzo o su sustitución. El reemplazo es una alternativa cara, con gran afectación al uso y una opción poco sostenible. Los métodos tradicionales de refuerzo requieren mayoritariamente afectaciones al tráfico importante, difícilmente justificables en redes muy congestionadas. Además presentan una serie de inconvenientes que se han detallado en el capítulo anterior.

Esta investigación se desarrolla con la visión y la experiencia como tecnólogo en el sector (25 años), observando la necesidad de mejora de las técnicas existentes: lentas por ser manuales y penosas, poco “robotizables” y con limitaciones en la respuesta resistente y/o de durabilidad.

La creciente necesidad de rehabilitación va a requerir técnicas no invasivas y fiables, que lleguen combinando otras técnicas ya disponibles en otros sectores. La prótesis debe prefabricarse y aunarse en su diseño los siguientes aspectos: el posicionamiento y ensamblaje, el acceso del personal, el acople de los equipos de demolición robotizado, los conectores posicionados, los puntos de inyección y/o sensores que registren la entrada en carga durante o después del refuerzo.

El planteamiento de las obras de rehabilitación requiere un planteamiento distinto al de la obra nueva. Los procedimientos constructivos habituales en obra nueva se diseñan pensando en cómo se materializa la estructura (medios de acceso, posicionamiento de los materiales y su evolución de resistencia). En obra nueva los condicionantes de contorno (acceso y uso) en general son autoimpuestos y no por una actividad de terceros. Cuando se trabaja en rehabilitación difícilmente la obra está completamente aislada del entorno, y hay

que compatibilizar los trabajos con tráfico existente, actividad industrial o producción de energía (en presas, por ejemplo). En la Figura 2-1 pueden verse 2 casos claros de las dificultades inherentes a la rehabilitación de obras existentes.

Cuando el enfoque se realiza desde esa perspectiva, se concluye que interesan tecnologías que avancen más rápido, más seguras y que proporcionen resultados finales más durables, porque el auténtico ahorro viene de minimizar los costos por afectación al uso y prolongar al máximo la vida útil.



Figura 2-1 Escenarios particulares de rehabilitación: (a) Trabajos en altura (b) Cruces de arriostramiento y tirantes en torre.

El anterior requisito se visualiza con el empleo de materiales compuestos en construcción. Si bien en obra nueva se emplea por su durabilidad (su no corrosión), en rehabilitación presenta ventajas adicionales. Su empleo principal es dispuesto como refuerzo externamente adherido (sin pasadores) para refuerzo a flexión, cortante y compresión (por confinamiento). Su uso es habitual pese a un coste unitario 15 veces superior al acero. Sin embargo, su pequeño espesor, ligereza, y disposición en continuo permite grandes avances en obra, el no apuntalamiento y sin soldadura o empalmes. Al ser materiales inertes a la corrosión no requieren de acabados o mantenimiento posterior. Este mismo material en obra nueva únicamente se ha estandarizado en algunos nichos de mercado, para construir obra marítima con armado libre de corrosión y conseguir larga vida útil; en pantallas temporales en tuneladoras o algunos tensores estructurales. Fuera de esos campos no es habitual su uso, al no internalizarse el coste de la no corrosión en el análisis de costes iniciales ni aportar reducciones de plazos en ejecución (tiempo de montaje similar a la ferralla).

La entrada de nuevas tecnologías en construcción se inicia en aplicaciones dónde existan pocas alternativas viables, o los ahorros aportados sean realmente muy importantes. Pensando en estructuras en uso y con un alto coste de parada, tiene sentido plantearse soluciones de refuerzo más robotizadas y que permitan el mantenimiento operativo del puente durante la reparación/refuerzo.

2.1.2 Descripción de la técnica de refuerzo propuesta

El objetivo de esta investigación es desarrollar y validar experimentalmente una nueva tecnología de refuerzo de estructuras de hormigón empleando técnicas de sección mixta que permita solucionar algunos de los problemas apuntados en el capítulo anterior que presentan las actuales técnicas de refuerzo. Conceptualmente, se busca generar una sección mixta post-instalando un perfil metálico, es decir, en el sentido opuesto a la sección mixta habitual. Aun siendo un concepto muy amplio nos referimos a partir de ahora a "Refuerzo

por conversión a sección mixta” o RCSM. La técnica es una evolución tecnológica a nivel conexión: con mayor rigidez y sin deslizamientos relativos. Disponer de esta fiabilidad en la unión, da alas a extender el rango de aplicación de estos refuerzos. Esta mejora es aplicable a conceptos clásicos de sección mixta (si generamos nuevos apoyos) o a refuerzos vinculados en los paramentos (parciales), recientemente llamados SPCC “Steel plated concrete composite” (pletinas bulonadas) (Nie et al., 2019; Wang et al., 2018a).

Las tipologías resultantes no son nuevas, y rescatan conceptos de los años 60. Si es novedosa, por el contrario, la parte tecnológica, y la reciente robotización de algunos elementos. Sin lugar a duda, el eje de la investigación es la técnica de demolición selectiva con agua a presión, y las opciones de modificación de estructuras existentes. La demolición robotizada, con las limitaciones por lo heterogéneo del hormigón (y armado), permite “cortar y pegar”. Este avance en la demolición no puede comprometer la estabilidad del elemento.

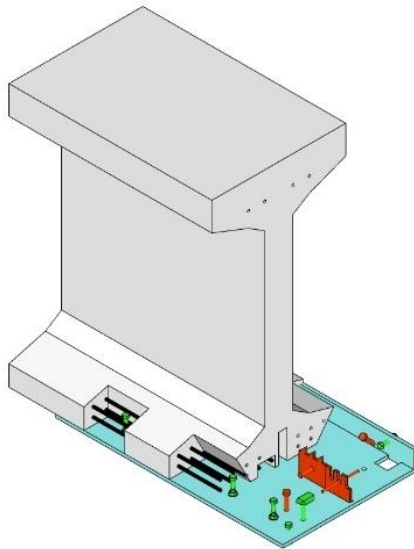


Figura 2-2 Vista conceptual de sección anexar. Figura 2-3 Robot específico trabajando en posición óptima para RCSM.

En la Figura 2-2 y se muestran varios tipos de conectores a insertar tras la demolición con agua. Se graña la apertura continua o discreta de los alveolos que deben acoger los conectores. Estos alveolos serán macizados con morteros de altas prestaciones tras la demolición. También se muestra (Figura 2-3) un robot trabajando en una posición óptima: atacando por el lateral de la viga impulsando agua a ultra alta presión. Con este método se elimina de forma selectiva el hormigón sin afectación en el armado base. En la Figura 2-4 se graña la disposición de conectores postinstalados con apertura de alveolos en distintas posiciones: sobre cabeza en losa y en lateral de viga.

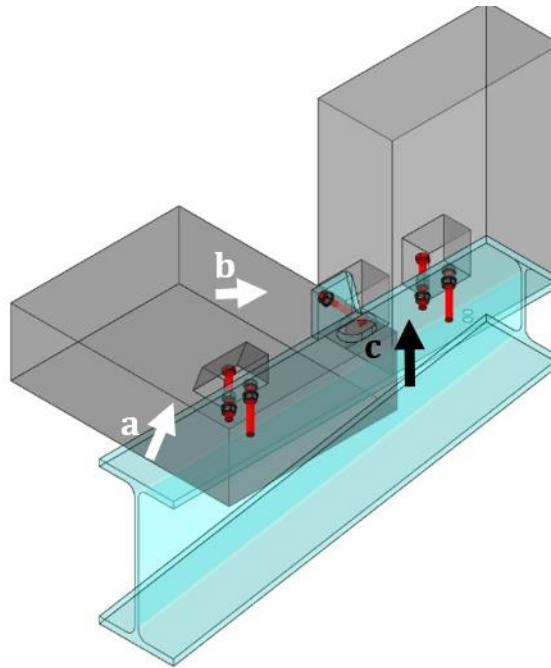


Figura 2-4 Conexión entre viga y losa en distintas posiciones (inferior en losa (a), lateral (b) y fondo de viga (c)).

Gracias a la presión en los poros ejercida por el agua a ultra alta presión, se generan los alveolos para ubicar e insertar los conectores. Seguidamente se inyecta mortero de rápido endurecimiento y armado con fibras. Así se consolida y une, de forma fiable y sin holguras la viga existente con la nueva sección (genérica).

Este carácter selectivo de la demolición no afecta al hormigón colindante, al no producirse vibraciones ni impactos. Así, las interfases de lo viejo, se obtienen sanas, limpias, sólidas y sin fisuración. A partir de aquí se puede asumir adherencia perfecta, siempre que el nuevo mortero se comporte debidamente.

Aunque conceptualmente la estructura resultante es una sección mixta, aceptada en las normativas, tanto el proceso constructivo (inverso al habitual) como los condicionantes geométricos y las interfases plantean dudas específicas (Figura 2-5). En función del esquema estático resultante, se darán modos de rotura alejados a los clásicos de la sección mixta. El comportamiento se asemejará al de refuerzos externamente vinculados (FRP o chapas bulonadas), con variaciones debido a la rigidez en la transmisión del cortante.



Figura 2-5 Secuencia constructiva con apertura de roza (a), e inserción de conectores (b).

El procedimiento de refuerzo investigado conforma una sección mixta de forma inversa al procedimiento habitual en obra nueva. Habitualmente la sección se materializa vertiendo hormigón fresco posteriormente al ferrallado, sobre una estructura metálica con conectores soldados. La conexión de una sección metálica en estructuras existentes de hormigón, requiere una demolición previa (selectiva o generalizada) para insertar los conectores. Con la apertura del alojamiento para el conector y tras su posicionamiento definitivo (compatible con el armado original) se macizará dicha interfase existente mediante un mortero de unión.

Esta secuencia constructiva incorpora condicionantes nuevos al planteamiento habitual de sección mixta, tanto estructurales como de detalle constructivo. La viabilidad del refuerzo se basa, por tanto, en que cada paso sea construible. El diseño de los elementos (forma de la sección, conectores y prestaciones del material de relleno) debe realizarse priorizando su constructibilidad.

La ventaja de la demolición selectiva planteada es permitir insertar conectores habituales de obra nueva (conectores soldados con cabeza). Estos conectores debidamente insertados y macizados, compatibilizados con el armado existente, transmiten de forma segura y eficaz los esfuerzos de rasante y tracción. Este planteamiento depende y requiere el uso de las tecnologías que siguen:

- Demolición controlada mediante hidrodemolición: con zanjas continuas, aperturas locales y discretas (en cola de milano), de forma robotizada.
- Configuración de conectores compatible con la apertura de huecos, con las holguras de montaje. El conector puede venir preinstalado o instalable in situ, en función de la interferencia con el armado base de la viga.
- Macizado con inyección de morteros y grouts sin retracción y de rápido fraguado. De nuevo las formas de la demolición previa se diseñaran de tal forma que permitan la salida del aire, e incluirán las purgas requeridas.

Aunque se pretende un desarrollo de la técnica lo más general posible, la particularidad de cada estructura a reforzar obligará a redefinir secuencias, aspectos geométricos y de detalle constructivo. Inicialmente se deberá compatibilizar la nueva sección con sus conectores a lo existente: dependiendo del tipo de sección, patrón de armado, con o sin pretensado y eventuales daños (corrosión o fisuración). De igual forma, al actuar sobre estructuras en uso, los medios de acceso y la concomitancia con el uso de la estructura son factores a tener en cuenta.

2.1.3 Antecedentes y experiencias previas

Por experiencia profesional se conocían las ventajas de demoler con agua a presión, y el campo que abre para modificar estructuras. Destacando:

- Gran precisión en área y espesor (y ya por el año 2010 robotizado de forma artesanal, aunque con menores parámetros de control).
- Muy buena calidad de interfase sin generar fisuración por impacto fuera de la zona demolida, con rugosidad óptima (Figura 2-6, a).
- Elevados rendimientos frente a la demolición manual.
- Carácter selectivo de la demolición, es decir eliminando aquellos planos débiles o fisurados (incluso no detectados), o armadura con corrosión iniciada.
- Nula afectación a armado existente pasivo, facilitando una superficie de alta adherencia (Figura 2-6, b, c) Con más precauciones en armado activo o postensado, especialmente en tendones no adherentes, vainas plásticas, barras de alta resistencia y culatas en anclajes (debido a la porosidad de la fundición).
- Trabajo en zona sumergida, a gran altura y espacio confinado, operado remotamente.



Figura 2-6 (a) Saneo para restauración de dintel en pantallón (b) Armadura vista y desvinculada soporte (c) Alta rugosidad y solidez del soporte.

Los primeros refuerzos se resolvían aprovechando el saneo y apertura realizada, para rearmar introduciendo nuevas barras (por el interior o exterior del estribo). De alguna forma la propuesta era una evolución del NSM realizado con fibra de carbono, aunque rebasando y armando dentro de la línea de armado longitudinal y no sólo en el recubrimiento:

- La primera dificultad era limitar la zona demolida con suficiente precisión, para no restar capacidad en exceso al elemento.
- Este planteamiento es fácil de realizar con un avance por “bataches” o en bandas en placas, losas, muros o túneles. Se garantiza una sección resistente y se abre una zanja. En todo momento se controla lo demolido por lo aportado, reparando con morteros de rápido endurecimiento.
- La dificultad de este método aparece en vigas de ala o de canto, por la dificultad de demoler únicamente partes de las alas, evitando desolidarizar todo el armado de la sección.
 - En estos casos bien se apeó la viga con cuelgues superiores, o bien se avanzó por tramos en longitudinal. Esta última opción dificulta los solapes y hormigonado, requiriendo la disposición de manguitos de empalme para la nueva armadura.
 - Otra alternativa es insertar la armadura por la parte exterior del estribo, aunque en este caso se penaliza la longitud de anclaje.

Con esta técnica se han resuelto numerosas actuaciones, disponiendo armados en pantallas o negativos en puentes-loza (Figura 2-7). Tras el rearmado se inyecta con morteros validados para regeneración estructural (Figura 2-8).



Figura 2-7 Apertura y rearmado en pantallas (por bataches).



Figura 2-8 Rearmado de viga, encofrado e inyección de mortero.

Las técnicas de refuerzo actuales se basan en distintos mecanismos de refuerzo:

- Refuerzos paralelos, mediante nueva disposición de elementos estructurales sin conexión con la estructura original. Cada uno asumirá dependiendo del histórico de cargas y su rigidez la parte que le corresponde.
- Refuerzos colaborantes, que suplementan partes de la estructura (a tracción o compresión), debidamente vinculados (conectados o adheridos). En esta categoría se engloba el desarrollo, que es una evolución de los refuerzos externamente adheridos (materiales compuestos o chapas), insertados (NSM) o bulonados con taladros e inserción de anclajes.

Estas técnicas son rápidas de realizar, aunque presentan limitaciones en la capacidad de refuerzo (por despegue prematuro o holgura en taladros) y constructivamente laboriosas y con afectación al armado existente (en el caso de los taladros).



Figura 2-9 Refuerzo de pilas-pilote en pantalan (a) Antes del refuerzo (b) Reparación y refuerzo con CFRP.



Figura 2-10 (a) Daños en vigas pretensadas con afectación a alambre pretensado (b) Tras el saneo y refuerzo con CFRP.

En la Figura 2-9 y Figura 2-10 se muestran ejemplos de reparación y refuerzo con CFRP. En la Figura 2.10c, se aprecia una tímida aproximación al concepto RSCM. Ante la imposibilidad de acceso a los laterales de la viga, se opta por disponer una U metálica (pasivada de la corrosión y con conectores) para suplementar la cabeza de viga con daños graves por pérdida de pretensado.

El concepto de sección sobre-reforzada con pletinas no es nuevo, tanto en rehabilitación con pletinas bulonadas como en obra nueva. Ya se desarrollaron en los años 60 soluciones comerciales de vigas muy compactas, con gran optimización del uso de los materiales y de su secuencia (tesado). Un ejemplo es la viga Willstress (Figura 2-11), recogida en la tesis de Dr. Jorge Bernabeu (Aguilo & Bernabeu, 2004).

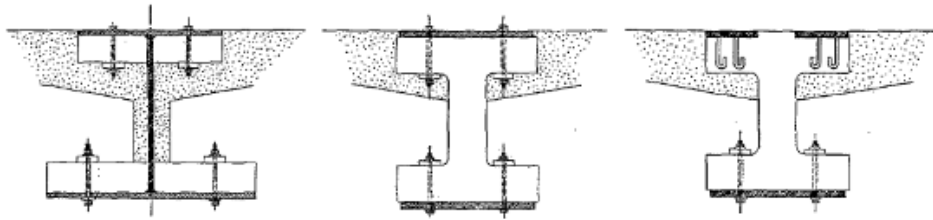


Figura 2-11 Tipologías de obra nueva que combinaba chapas, pretensados y armadura pasiva, extraída de tesis (Aguilo & Bernabeu, 2004)

En edificación hay sistemas de refuerzo para sustituir funcionalmente forjados afectados con aluminosis (sin contribución residual del armado) desarrollados ad hoc. Los sistemas se diseñan de forma telescópica para facilitar su instalación, y aportan certificaciones independientes (DITE, DAU) que parametrizan su diseño y correcta puesta en obra. Los dos ejemplos se basan en mecanismos bien distintos: una sustitución total con un nuevo perfil conformado con chapa (Figura 2-12, a), y de forma similar a RCSM, una conexión a rasante con el forjado original con pasadores intermedios (Figura 2-12, b).



Figura 2-12 Sistema de sustitución funcional con perfil de chapa, sin colaboración con el forjado original: (a) NOUBAU, (b) HERMS

En la parte experimental se incluyen intervenciones en industria. En este sector se premia la fiabilidad y rapidez, al internalizar la calidad como menor afectación al uso y mejor durabilidad. Siendo la contratación privada y por invitación, dan pie a la entrada de técnicas novedosas, a diferencia de la obra civil muy cómoda en los “comodities” y las partidas incluidas en los bancos de precios.

2.2 Objetivos

El objetivo principal de la tesis es desarrollar tecnológicamente y validar experimentalmente la nueva técnica de refuerzo RCSM, mediante hidrodemolición y posterior inserción de pernos post-instalados (tornillos roscados) que hemos descrito en 2.1.2. Esta técnica permite resolver las limitaciones de las técnicas de refuerzo actuales. A tal fin, se establecen una serie de objetivos parciales:

- Revisar el estado del conocimiento actual sobre las distintas tecnologías empleadas en la técnica RCSM (ver Tabla 2-1).
- Establecer una metodología de refuerzo y una secuencia de aplicación
- Definir una sección de refuerzo, así como el conector y material de interfase más adecuado.
- Identificar los fenómenos críticos que limitan la conexión entre lo nuevo y lo existente: los mecanismos de adherencia, de transmisión de esfuerzos a nivel conector y modos de rotura a nivel elemento.

- Comprobar que la técnica es viable y construible mediante experimentación en campo previa. Adicionalmente, evaluar los rendimientos de avance reales con la tecnología disponible.
- Comprobar las fases constructivas (incluida la demolición robotizada) mediante una campaña experimental en una serie de vigas armadas. . En particular, la rapidez de avance conseguida con la hidrodemolición, requieren de una rápida entrada en carga del refuerzo para mantener la estabilidad de la estructura durante los trabajos, incluso con tráfico abierto total o parcialmente. Estos parámetros controlan el análisis evolutivo de la totalidad del proceso y, por tanto, deben ser analizados experimentalmente.
- Ensayar experimentalmente la respuesta estructural de los elementos críticos de conexión de la técnica propuesta como son los conectores y el mortero de relleno de la interfase.
- Definir y evaluar los posibles modos de fallo del refuerzo mediante ensayos en vigas reforzadas. La identificación de los modos de fallo y resultados experimentales permitirán calibrar los modelos de cálculo más precisos y establecer criterios para el dimensionamiento de los refuerzos.

El estudio se particulariza para el trabajo en vigas a flexión, aunque es extrapolable a todo tipo de conexiones: cortante, regiones D, anclajes locales de postensado, ménsulas, etc. Al final es una propuesta de conexión entre elementos, usando anclajes habituales en obra nueva. Es una alternativa que aporta ventajas de fiabilidad frente a los anclajes post-instalados, insertados siempre con taladros.

Se establecen prioridades en función de los mecanismos críticos y se definen los puntos más relevantes:

Tabla 2-1 Objetivos específicos.

Tema	Objetivo	Puntos relevantes
Hidrodemolición	Funcionalidad de los equipos	Operatividad de los equipos Rendimientos Criterios de ajuste (presión y caudal) Geometría resultante y ajuste del corte/frente demolición.
	Calidad del soporte para la adherencia con la interfase.	Acabado y rugosidad Comprobación de adherencia a tracción pura Comprobación de adherencia de interfase con ensayo normalizado de conectores
Sección metálica	Geometría	Prediseño según criterio resistente.
	Funcionalidad	Compatibilidad con cabezal de hidrodemolición. Compatibilidad con inserción de conector.
Conector	Tipo y forma	Análisis de ensayos previos de conectores Elección conector tipo
	Diseño	Estimación cota mínima de resistencia (tracción y cortante) según norma. Modelización FEM del conector embebido en hormigón fibro reforzado.

	Ensayo	Rotura a rasante del conector embebido en mortero reforzado con fibras.
		Evaluación de la ductilidad y deformada mínima
		Determinar espesor mínimo de chapa base y la rosca.
Mortero de interfase	Tipo y prestaciones	Ensayo y caracterización
	Modificación estructural con fibra	Validación de fluidez y adherencia
		Caracterización de valores residuales de diseño.
Viga	Diseño	Definición de variantes y forma de conexión.
		Establecer mecanismos de fallo esperables
	Construcción	Protipo de vigas demolidas con equipos industriales reales.
	Ensayo	Obtener carga máxima y modo de rotura

2.3 Metodología

Para conseguir los objetivos planteados en esta tesis, se ha seguido el siguiente proceso metodológico:

- Estudio del estado de los puentes, y sus patologías.
- Análisis de las técnicas existentes de refuerzo colaborante
- Realizaciones previas con técnicas similares
- Análisis de la tecnología disponible para la realización de la RCSM
- Definición de la sección óptima:
 - Hidrodemolición para la apertura de la zona de conexión
 - Tipos de conectores compatibles con la disposición final
 - Diseño de mezclas de hormigón fibroreforzado compatibles con el uso.
- Análisis paramétrico de la capacidad de RCSM.
- Verificación experimental y modos de fallo.

Exploración industrial

El desarrollo se realiza con el apoyo de empresas especialistas, a nivel de equipos y materiales. La propuesta despierta interés a propiedades, en especial de propiedades industriales con daños avanzados en sus estructuras (marinas).

Referencias y ejemplos de obra

Las realizaciones son una parte fundamental de este trabajo, debido al carácter tecnológico del mismo. Lo propuesto se diseña en base a unir conceptos de obras similares, que normalmente no se publican.

2.4 Alcance de la investigación

La poca investigación publicada, y de referencias de obras, basadas en la técnica descrita impone abarcar muchas variables que afectan el resultado. Por limitaciones de recursos, se prioriza establecer cotas mínimas de aquellos fenómenos que son críticos. Cada variable es susceptible de una investigación específica, cubriendo una casuística mayor: a nivel de tipologías óptimas y conectores, comportamiento en servicio y fatiga, estados tensionales durante la demolición, etc.

Idénticamente es necesario acotar el esquema estático a estudiar. El trabajo se centra en el refuerzo creando nuevas secciones mixtas sin nuevos apoyos (Figura 2-14). Esta configuración es más simple a nivel constructivo, sin embargo en su diseño debe preverse modos de fallos nuevos (y distintos a los habituales en sección mixta (Figura 2-13)).

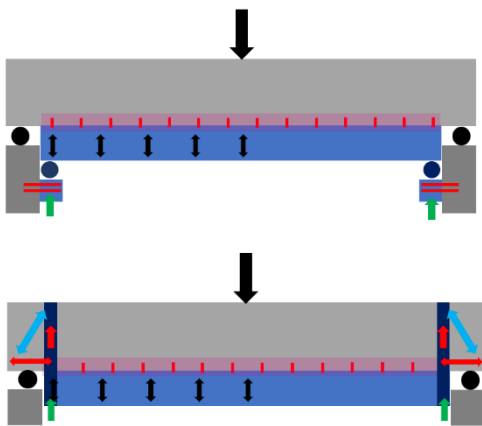


Figura 2-13 Generación de sección mixta con nuevos apoyos directos (superior) o con cuelgue (inferior).

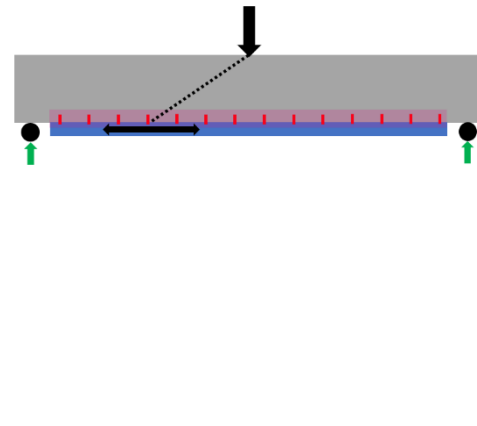


Figura 2-14 Generación de sección mixta sin generar nuevos apoyos.

Al no contemplarse una nueva sección metálica apoyada, no se describen ni evalúan los modos de agotamiento clásicos en las mismas, ni fallos locales en el acero (abolladura, rigidizadores). De igual forma se excluyen fenómenos derivados de la retracción diferencial, fluencia y la fatiga, o vibraciones (en servicio y durante los trabajos).

Las vigas se refuerzan con una conexión continua, aunque de igual forma podría ser discreta, con aperturas localizadas. Tampoco se cubre el activar la nueva viga, bien con gatos hidráulicos preflechando la sección o postesando longitudinalmente.

Se han ensayado todos los sistemas disponibles de hidrodemolición en situaciones reales y asimilables a la aplicación: lanza manual, cremallera mono-rail, robot y cabezal desplazable. Se discuten los sistemas, así como los rendimientos. En el tiempo de desarrollo de la tesis, los sistemas de hidrodemolición han evolucionado a sistemas semiautónomos muy flexibles. Se evalúa la efectividad y precisión en el corte, y la calidad del soporte en la adherencia. Estos datos serán punto de partida de investigaciones posteriores, en especial para definir las secuencias óptimas.

En la actualidad los conectores más habituales para conformar la sección mixta son los pernos soldados (tipo Nelson), debido a la rapidez de soldadura y calidad de ésta, bajo coste y flexibilidad en su instalación. Su uso obliga a demoler previo a instalar el perfil, y para vigas es una actuación difícil que puede comprometer la seguridad de la estructura. En base a trabajos y realizaciones previas, siempre para vincular vigas metálicas a tableros, se decide limitar el estudio al uso de conectores con cabeza, empleando tornillos roscados de alta resistencia (DIN 931). Aunque hay muchas alternativas de conectores disponibles (ganchos, J, T, pasadores, chapas perforadas, etc.) se escoge el tornillo roscado por simplicidad, disponibilidad y facilidad de instalación.

Para acotar la tipología de la semisección el trabajo se orienta a su uso en vigas armadas o pretensadas se sección maciza o en doble T. Parte de lo investigado es extrapolable a secciones más complejas (cajón, cantos variables), muros o pilares, o dinteles y regiones D. Estos casos requieren de análisis detallados para cada modo de rotura y las implicaciones constructivas impuestas por geometría.

2.5 Estructura de la tesis

La estructura de la tesis se esquematiza gráficamente en la Figura 2-15:

- Capítulo 1: Se recopila la creciente necesidad de rehabilitación del parque de infraestructuras. Se describen los daños más habituales en puentes armados y pretensados. Se constata la necesidad del refuerzo a flexión y cortante. También se describen las técnicas actuales de refuerzo en elementos de hormigón (armado y pretensado), indicando sus problemas asociados, rango de aplicación y limitaciones constructivas.
- Capítulo 2: Partiendo de las limitaciones de los métodos de refuerzo actuales, se introduce de manera resumida la tecnología de refuerzo propuesta y se plantean los objetivos de la tesis. La nueva técnica se configura con una combinación de técnicas existentes, aportando mejoras constructivas y de capacidad frente a las ya existentes.
- Capítulo 3: Se describe el estado del arte de las técnicas involucradas: en particular la hidrodemolición, debido a la poca bibliografía existente. Seguidamente se exponen puntos clave de los conectores y morteros empleados.
- Capítulo 4: Se describe detalladamente el nuevo método de refuerzo, incluyendo las modificaciones de las técnicas existentes para garantizar su viabilidad técnica, constructiva y económica.
- Capítulo 5: Se describe la campaña experimental realizada: validación de las técnicas y ensayos parciales de los elementos críticos (adherencia de la interfase, mortero de relleno y conectadores), y validación a nivel viga.
- Capítulo 6: Conclusiones de la tesis y respuestas a las cuestiones planteadas. Futuros desarrollos y líneas de investigación.

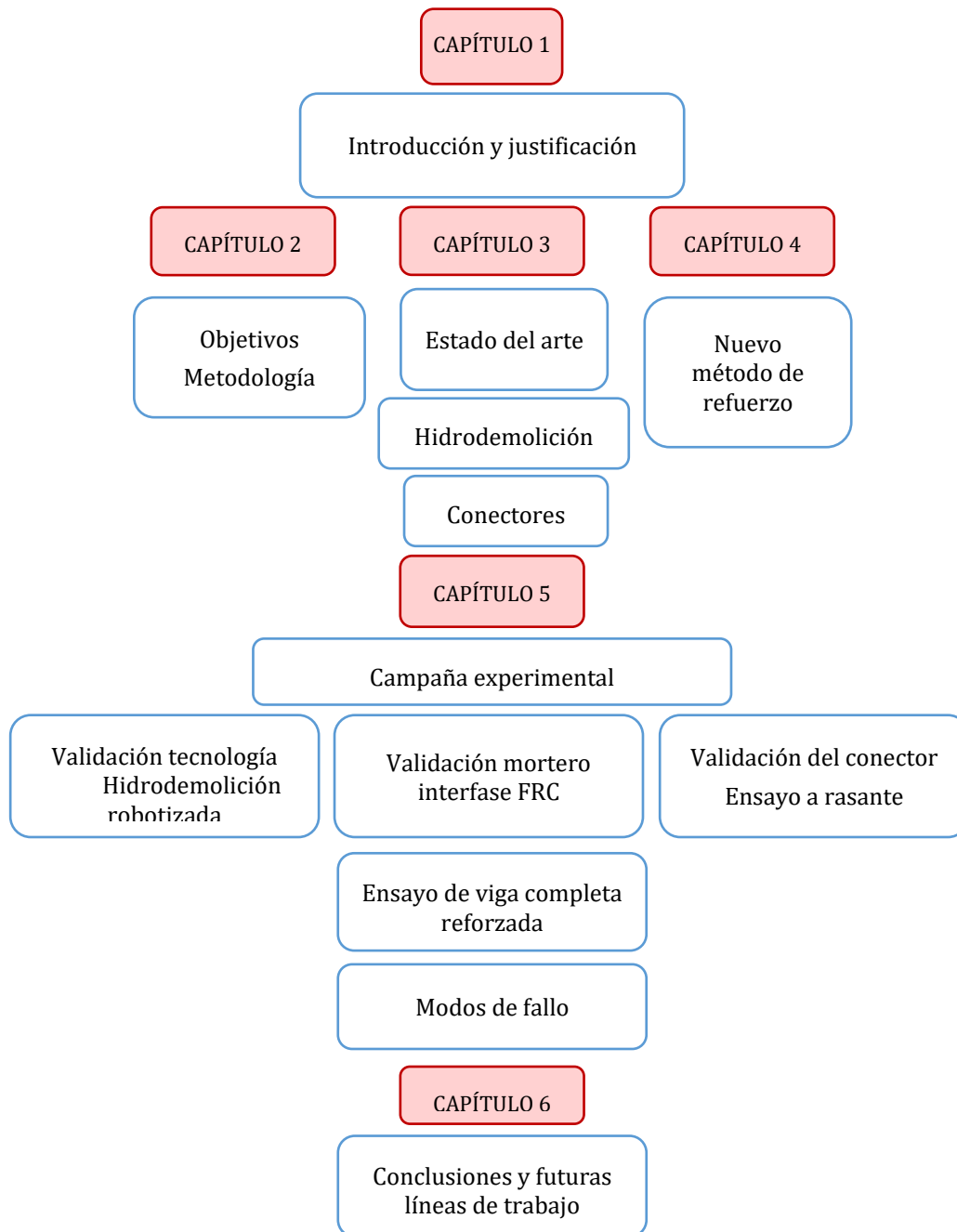


Figura 2-15 Esquema general de la tesis.

3 ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se analiza el estado actual del arte en lo relativo a las técnicas y materiales que conforman la base tecnológica del método de refuerzo planteado: la hidrodemolición, los conectadores y los morteros de reparación.

3.1 Hidrodemolición

3.1.1 Objeto del capítulo

La sección mixta, tal y como se plantea en el método de refuerzo propuesto, se basa en la hidrodemolición como método de apertura y acceso en la viga existente para posteriormente realizar la conexión. Implícitamente es un objeto principal de investigación. Se excluyen otras técnicas de demolición como el picado mecánico o corte con hilo, aunque pueden ser complementarias o parcialmente aplicables. Este subcapítulo describe la tecnología y su mecanismo de funcionamiento y las ventajas únicas que aporta esta invención. Se investigan y resumen los principales parámetros de trabajo (caudal y presión) así como los equipos actualmente disponibles (grupos de presión y robots). La base tecnológica de la conexión planteada es la demolición selectiva y precisa, con agua a alta presión (1000-2000bar), ya robotizada, que minimice los daños a la estructura original. El creciente desarrollo de la industria de la hidrodemolición observado durante el desarrollo de este trabajo, augura una creciente especialización en utillaje y equipos dando más sentido a explorar esta técnica.

Las apertura y demolición del hormigón en zonas específicas (ventanas), sin dañar el armado ni generar fisuración al soporte, flexibiliza muchas opciones de conexión: permite un rearmado clásico, la inserción de tendones, barras y anclajes embebidos y en el caso desarrollado conectores post-instalados.

El objetivo final es exponer el estado de la técnica para justificar los criterios de elección y confirmar la viabilidad real de la técnica expuesta. En la campaña experimental se han

ensayado equipos comerciales, para que el planteamiento y los ensayos estructurales sean lo más realistas posible.

Se analizarán las ventajas generales de la hidrodemolición. Se pueden resumir en: precisión (en planta y profundidad), carácter selectivo (eliminando planos débiles y fisuras) y no afectación a la armadura existente. Posteriormente se recogen las investigaciones (publicadas a partir de los años 90) que evalúan los factores que rigen el rendimiento y avance:

- Ligados a los parámetros del equipo: presión de agua y caudal principalmente, junto a diámetros de boquilla, velocidades de avance, y útiles a implementar.
- Ligados a las propiedades del hormigón a demoler (resistencia a compresión, tipo de árido, porosidad y relación a/c, recubrimiento).

3.1.2 Introducción

El término hidrodemolición es empleado para designar los trabajos de eliminación del hormigón realizados con agua a altas o muy altas presiones. En la definición del ICRI (International Concrete Repair Institute) se dice:

"La hidrodemolición puede utilizarse para la demolición horizontal, vertical y aérea de hormigón y la preparación de la superficie de estructuras armadas y no armadas. Es eficaz para eliminar el hormigón de alrededor de elementos metálicos insertados como el acero de refuerzo, las juntas de expansión, los anclajes, los conductos, los conectores de cortante y los pernos de cortante. La hidrodemolición puede utilizarse para remociones localizadas en las que el deterioro se limita a pequeñas áreas y para remociones de grandes áreas en preparación para un recubrimiento adherido. Esta tecnología también puede utilizarse para eliminar los revestimientos existentes del hormigón.

El agua empleada en los procesos de hidrodemolición mecanizada, es impulsada por una bomba de pistones alternativos (Figura 3-1), con potencia suficiente para alcanzar presiones constantes de 1000 bar, con caudales de hasta 240 litros por minuto. Para trabajos de más precisión las presiones aumentan hasta los 2800 bar de presión y caudales de hasta 40 litros por minuto. Estos dos parámetros: la presión y el caudal empleado en los trabajos de hidrodemolición, hacen que el agua posea una energía cinética lo suficientemente alta como para poder disgregar el aglomerado.

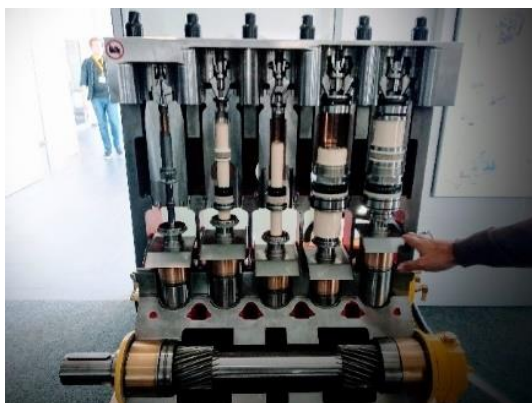


Figura 3-1 Sección en maqueta de la bomba de impulsión del agua a alta presión
Ilustración(Hamelmann).



Figura 3-2 Vista de los robots que movilizan las boquillas para la demolición controlada.

El sistema de la hidrodemolición basa su fundamento, no tanto en la fuerza de impacto del agua sobre la superficie a tratar, sino en las presiones internas ejercidas al insertarse través de poros y fisuras del hormigón. Al superarse la resistencia a tracción del hormigón se provoca su disgregación. Mediante el control de la presión y el caudal se puede regular de forma precisa el avance. En los próximos puntos se exponen los principales parámetros que

controlan la tipología de demolición, el rendimiento y los paramentos obtenidos (rugosidad).

La utilización de unos determinados parámetros viene en muchos casos condicionada por el tipo, volumen y situación del hormigón que queramos tratar, empleando medios manuales (o semi manuales) o medios automatizados de sujeción hidráulica con presiones inferiores y caudales muy superiores. Estos caudales generan fuerzas importantes de reacción en boquilla que deben ser soportadas por los utillajes específicos, o manualmente (Figura 3-2).

En construcción el campo de uso habitual son: puentes (tablero y pilas), túneles, parkings, sector hidráulico (presas y digestores de agua), silos y elementos de contención en sector energético (digestores, y escudo de contención) e infraestructura marítima (trabajo subacuático).

A día de hoy, la hidrodemolición se usa en industria para corte (con o sin agregado mineral), con robots CNC (Computer Numerical Control) de mucha precisión. En construcción su uso se limita como método de demolición (en entornos complejos, subacuático) o como tarea previa a la reparación. Es difícil encontrar referencias de su empleo como tecnología clave para el refuerzo estructural, a excepción de algunos casos aislados: para instalación de pretiles de contención en viaductos y sustitución de apoyos tipo POT (con pernos embebidos de grandes dimensiones y poco espacio disponible para el picado).

La hidrodemolición con agua a alta presión, es una técnica existente desde los años 50, pero es más reciente la incorporación de robots autónomos o remotos. Éstos mueven los cabezales de forma óptima (programable), desplazándose sobre los paramentos de las estructuras. De esta forma se consiguen mayores altos rendimiento, con un control numérico de la zona a demoler. Esta precisión permite al tecnólogo: cortar de forma selectiva hormigones dañados, y reponer interfases con morteros de altas prestaciones, incorporando conectores y armados de todo tipo. Al ser una técnica muy selectiva eliminando el hormigón débil, y dejando intacto el acero corrugado o activo existente (salvo culatas de fundición), garantiza superficies de contacto óptimas para el recrecido seccional. El buen tratamiento de los paramentos, la ausencia de fisuras en el intradós y la alta adherencia de los morteros normalizados permite asumir en el diseño plena adherencia entre fases.

A pesar de las citadas ventajas, la tecnología de hidrodemolición en obra civil ha avanzado por el interés de gobiernos de países nórdicos, que previendo el envejecimiento en infraestructuras, impulsaron su desarrollo. La mala climatología, la falta de personal y la mejor calidad resultante han favorecido la robotización de los utillajes y boquillas. Con este encargo nacen las 2 empresas suecas referentes (Conjet y Aquajet) lanzando los primeros robots sobre los años 90 (bajo start-ups de Atlas Copco), hasta su evolución actual.

Los grupos de presión (bombas que presurizan el agua a 1000-3000 bares) los fabrican empresas alemanas y americanas, aunque en el mercado atienden infinidad de aplicaciones industriales (limpieza, alimentación, corte de acero, etc.), siendo el destinado a construcción muy residual.

3.1.3 Antecedentes

La tecnología para generar agua a alta presión (bomba) es de los años 50. Sin embargo la tecnología de los útiles y robots que motorizan las boquillas es muy reciente. Esta robotización amplía su uso en obra civil: incrementan el rendimiento, facilitan un control remoto automatizado del avance, mejora la precisión y el carácter selectivo de la demolición.

Los primeros usos de agua a presión se remontan al 1912 en minería, para limpieza de suelos en ingeniería hidráulica. En los años 1920 se introduce el agua a presión en la industria productora de acero para la descalcificación y en la industria de la fundición para la limpieza de las piezas fundidas. En aquellos tiempos se realizaron las primeras

investigaciones sistemáticas sobre la formación de chorros de agua y la optimización de la eliminación de materiales, especialmente en Alemania.

La Figura 3-3 muestra una primera aplicación muy rudimentaria en el año 1960. El primer enfoque serio de utilizar agua para la hidrodemolición del hormigón fue probablemente el de McCurrich y Browne (1972). Sin embargo, y ante unos resultados pobres se necesitaron 10 años más para que la industria finalmente desarrollara e introdujera la primera unidad de hidrodemolición comercial. Desde entonces, la tecnología fue creciendo rápidamente. En el año 1984, y tras un encargo de la administración sueca de carreteras a empresas productoras de maquinaria para minería, se inicia el desarrollo de robots. Ya en el año 1992 se lanza un primer robot (Conjet) capaz de rotar 360° (Figura 3-4). A partir de allí se lanzan robots más compactos y pequeños, y sistemas auto-trepantes que se desplazan sobre tubo de andamiaaje. La rápida evolución facilita el manejo y control de los parámetros al operario, con sistemas remotos y facilidad de programación.



Figura 3-3 Primeras aplicaciones (1960). (Momber, 2005).



Figura 3-4 Robot Conjet 360 año 1985 (Conjet).



Figura 3-5 Ejemplo de corte de chapa con abrasivo. (JetEdge Waterjets).



Figura 3-6 Cabezal de corte en tubería, con corte a 3800bar y caudal 4litros/min (Safe-Cut).



Figura 3-7 Ejemplo de útil de corte para espesor 70mm de chapa (JetEdge Waterjets).

En industria, la técnica de corte con agua a presión se emplea en infinidad de materiales (piedra, madera, FRP, productos alimentarios), ver Figura 3-5 a Figura 3-7. En construcción, la técnica es aplicable principalmente en hormigón armado, piedra, acero y madera.

El agua a muy alta presión (con incorporación de abrasivos) puede cortar estructura metálica, con precisión y alcanzando elevados espesores de chapa. Los cabezales son pequeños y robotizables (habitual en CNC). Para cambios estructurales en puentes metálicos se pueden plantear alternativas interesantes, pero quedan fuera del alcance de este trabajo. El sector industrial lo usa para aplicaciones en espacios confinados y zonas con ambientes explosivos. (Momber, 2005). En la , y se muestran ejemplos de corte de chapas de acero en industria y en sector industrial.

3.1.4 Usos actuales de la hidrodemolición

Actualmente se está extendiendo y popularizando el uso en construcción, aunque está limitado a aquellas aplicaciones de gran valor añadido. Con su creciente uso se rentabilizarán los equipos, mejorando la competencia y especialización de las empresas. Salvo casos puntuales, las empresas dedicadas son empresas especializadas en reparación del hormigón (y ofertan estos trabajos de forma complementaria) o son empresas de limpiezas/desmantelamientos industriales. De existir una demanda continua en un sector (reparación y refuerzo estructural) se optimizaría el rendimiento y abarataría el coste, al mejorar el mantenimiento de los equipos, la capacitación de técnicos y la parametrización de los equipos. Si se consigue una especialización de los tecnólogos es más fácil adaptar y mejorar utillaje específico, y a la vez ser capaces de prescribir y estimar costes en fase de proyecto.

A nivel profesional el autor ha identificado aplicaciones generalizadas de la técnica, tanto en edificación como obra civil:

- Demolición parcial o total de estructura en ambiente marino (aérea y subacuática). Es una aplicación de creciente uso ante daños por corrosión por cloruros, y con pocas alternativas con métodos tradicionales.
- Reparación de grandes superficies de hormigón muy fisuradas o con gran existencia de coqueas internas, y dónde hay especial interés en mantener la armadura original.
 - Casos de impactos e explosiones en digestores, tuberías, depósitos e industria.
 - Defectos constructivos con grandes afectaciones (y de geometría compleja). Un ejemplo habitual es la inyección de grandes coqueas por inadecuada docilidad del hormigón vertido (Figura 3-8).
- Ampliación y conexiones en viaductos existentes en zona de dinteles, aleros, con necesidad de incrementar ancho o conectar pretiles de contención para soportar el impacto (Figura 3-9).
- Demoliciones en geometrías complejas dónde no es viable el uso de técnicas tradicionales. Un caso habitual es la imposibilidad de ubicación de grúa para retirada de elementos cortados con hilo de diamante.
- Demoliciones en espacios muy confinados, con imposibilidad de uso de métodos de impacto. Un caso habitual es la sustitución de apoyos en puentes.
- Rearmado de elementos que tras la reparación (con liberación del recubrimiento) se refuerza con inclusión de nuevas barras y estribos (solapados o anclados)(Figura 3-10).

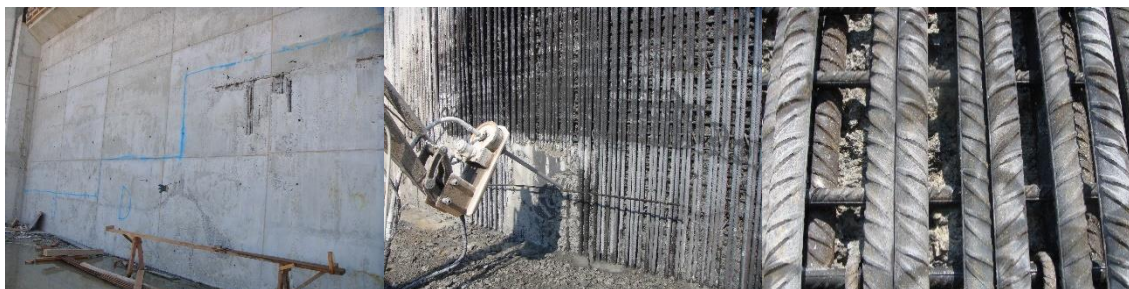


Figura 3-8 Reparación de coqueas internas en muro, mediante lanza adaptada a brazo hidráulico de excavadora (a) y (b). detalle de armado (c).



Figura 3-9 Secuencia de apertura de losa de tablero para instalación de nueva barrera de contención (NESCO).



Figura 3-10 Ejemplos de avance por vano completo (superior), por estar la viga apeada (superior), o por bataches (inferior).

Necesidad de la tecnología

La técnica RCSM se basa en la apertura de huecos sin dañar el armado existente ni generar fisuración en el paramento, y sólo se consigue con agua a presión. De forma previa se pueden usar otros métodos (picado, corte, fresado, perforación) para terminar la zona cercana al paramento final con agua. De esta forma se consigue un soporte sano y no se afecta la armadura más cercana (Figura 3-11 y Figura 3-12).



Figura 3-11 Ejemplo de corte de forjado mediante consecución de taladros pasantes (diamante). (INGETURARTE).



Figura 3-12 Ejemplo de corte de forjado mediante agua a presión y posterior corte de armado con oxicorte. (INGETURARTE).

La robotización ya se da en otros sistemas de demolición (repicado neumático en remoto, equipos de fresado con aspiración), aunque la ligereza de los equipos con agua aporta muchas ventajas en la reparación de vigas.

En las siguientes imágenes se comparan equipos de hidrodemolición y repicado. En las Figura 3-13 y Figura 3-15 se observan dos equipos autónomos operados en remoto de dimensiones y pesos parecidos. Seguidamente se aprecia un trabajo habitual de saneo con lanza manual del hormigón (Figura 3-14), previo a la reparación. De forma idéntica se consigue alcanzar la armadura, aunque se aprecia que en el caso de agua a presión el armado se libera perimetralmente de hormigón. En el caso del repicado (Figura 3-16) bien con robot o manual, se requiere la pericia de los operarios con objeto de liberar el armado de hormigón circundante. Aunque este requisito se especifica en los pliegos de condiciones, con tareas de repicado no siempre se cumple, por ser difícil de ejecutar si se quiere mantener la integridad del acero corrugado o postensado.



Figura 3-13 (a) Robot demoliendo
(highimpactsolutions.com.au)



Figura 3-14 Demolición de dintel con lanza manual.



Figura 3-15 Repicado de forjado
manteniendo un armado base
(Mayo)



Figura 3-16 Retirada de recubrimiento de hormigón mediante repicado con brazo hidráulico, con moderada fisuración del soporte.
(Diamantex).



3.1.5 Mecanismo de acción

El mecanismo de acción del agua a presión es provocar el fallo de la interfaz entre el cemento y los áridos (o la armadura), al ser el eslabón más débil de la matriz. El agua a presión se introduce por los poros y fisuras, y genera estados de tracción que provocan el estallido de la matriz. De esta forma se avanza: de la parte exterior a la interior, con una limitada acción en profundidad. Mas adelante se exponen los factores que favorecen el avance, pero depende principalmente de la porosidad.

En la Figura 3-17 se compara la dureza Vickers del árido y la pasta de cemento (genérico), según la distancia al contacto con el árido. La Figura 3-18 muestra la porosidad de la pasta de cemento respecto a la distancia al árido. Debido a la menor dureza y mayor porosidad, la acción del agua a alta presión debilita la interfase árido y pasta de cemento.

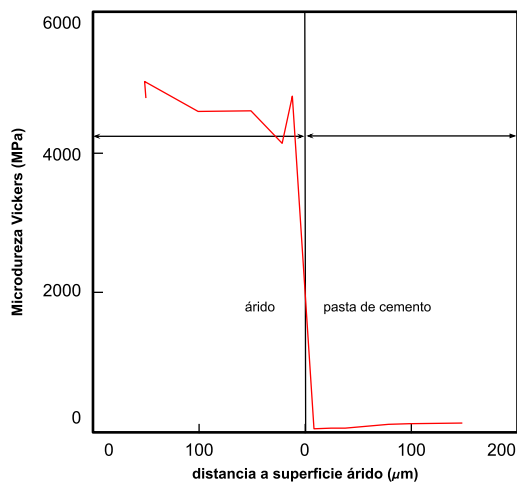


Figura 3-17 Dureza Vickers en las distintas interfaces (Momber, 2005)

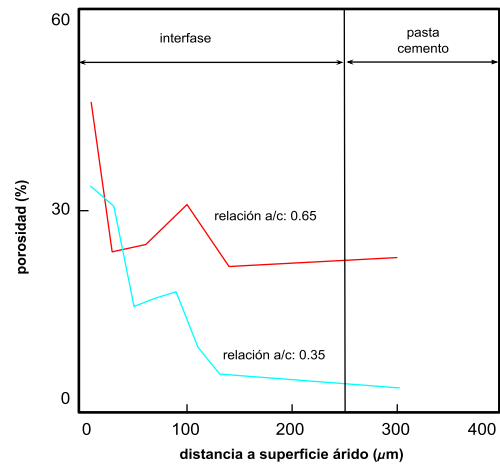


Figura 3-18 Porosidad en función de la distancia a la superficie del árido (μm). (Momber, 2005)

En la Figura 3-19 se muestra la configuración del chorro de agua tras la salida por la boquilla, condicionando ésta la distancia al paramento a demoler. La presión interna ocasionada por el agua genera una zona de fractura traccionando el hormigón hacia el paramento.

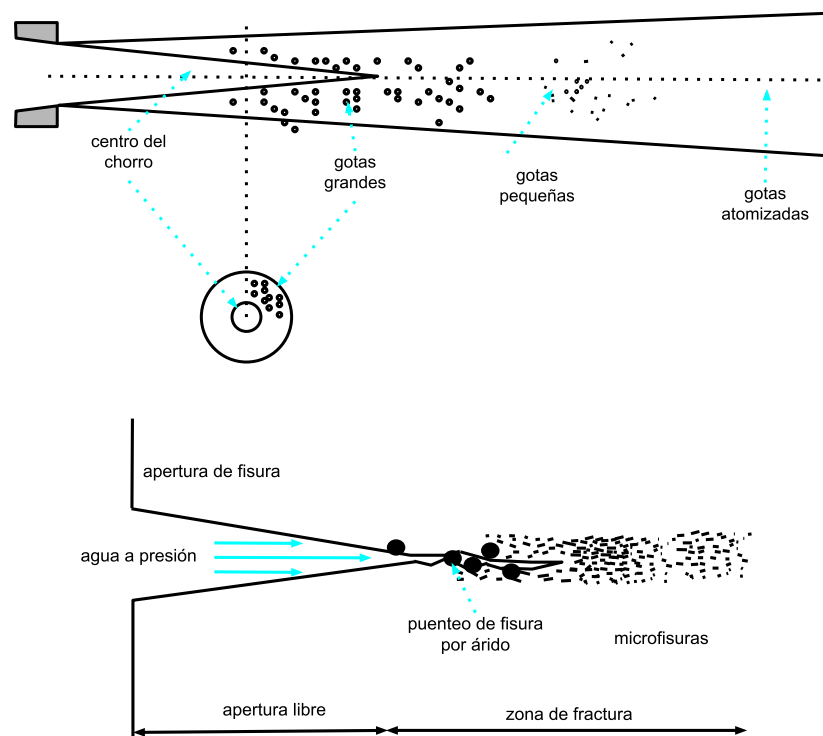


Figura 3-19 Vista del mecanismo de demolición (Momber, 2005)

Para cortar o demoler materiales de baja porosidad se requiere la incorporación de abrasivos en suspensión, debido a que el agua sola no es capaz de penetrar en la porosidad y movilizar el estallido.

En el apartado que estudia los equipos, se observará la importancia del ángulo de ataque de la boquilla, al incrementar la probabilidad de hallar poros, fisuras y delaminaciones, así como proyectar el hormigón desde puntos internos.

La Figura 3-20 muestra una secuencia de avance y retroceso de la boquilla, con un cambio de ángulo.

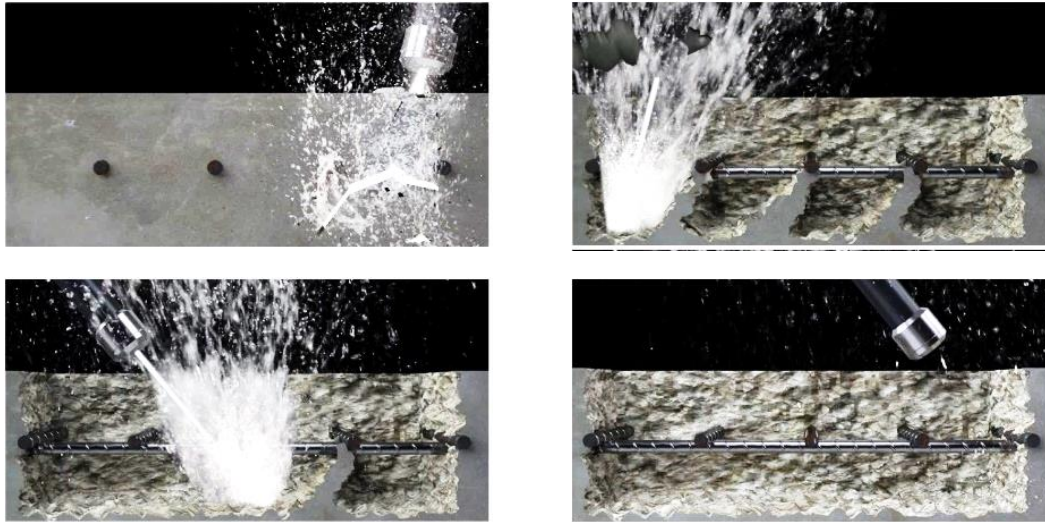


Figura 3-20 Imagen de las distintas fases de fractura originada por el agua a presión.

La herramienta de cualquier proceso de hidrodemolición es un chorro de agua de alta velocidad. Aunque la velocidad del chorro es su propiedad física fundamental, la presión generada por la bomba y el caudal que produce es el parámetro de evaluación más importante en la práctica (Figura 3-21). Con trabajos a ultra-alta presión (3000bar) y caudales bajos, se consiguen demoliciones con cortes precisos y aristas rectas. Trabajando con presiones más bajas (1000 bar) y altos caudales se elimina de forma selectiva el hormigón débil y con armado con corrosión. Este fallo se produce con arrancamiento del árido y bordes irregulares.

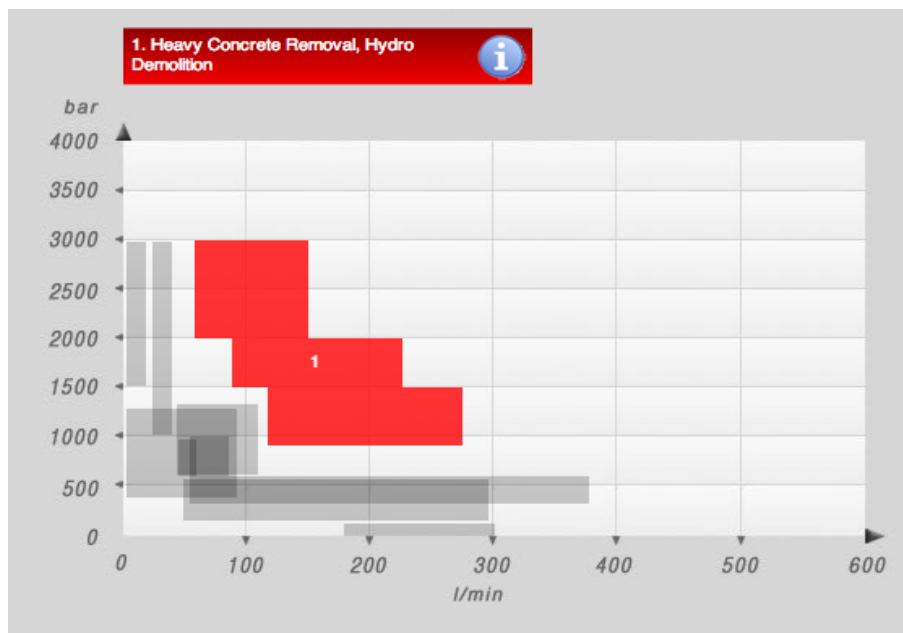


Figura 3-21 Diagrama de presión y caudal empleado en la demolición en hormigón armado y pretensado (WOMA).

3.1.6 Ventajas de la hidrodemolición

Los beneficios se pueden clasificar en dos grandes grupos: ventajas en mejora estructural de la intervención, y mejora de las condiciones de trabajo.

Las ventajas estructurales de demoler con agua a presión son:

- Se consigue un soporte sano, limpio y libre de partes débiles.
- Se elimina la micro fisuración o delaminación por impacto.
- El hormigón débil o de menor calidad o fisurado se elimina de forma selectiva.
- Reducidas vibraciones que afecten a la estructura, como a la pérdida de adherencia en barras contiguas.
- Limpieza del armado, evitando la necesidad de un chorreo de arena posterior (Figura 3-22).
- Al limpiarse la barra se puede observar el grado de deterioro en la sección resistente y adoptar/dimensionar el refuerzo (Figura 3-23).

A nivel ambiental se minimizan los tiempos de obra, las vibraciones y la generación de polvo. A su vez el trabajo robotizado mejora las condiciones de trabajo y de fatiga de los trabajadores. Gracias a la limpieza del armado no se requiere un chorreo de arena adicional a la barra, y por ello se evita la exposición a sílice.



Figura 3-22-Apertura de junta de tablero en puente de vigas pretensadas con robot, sin afectación del armado.



Figura 3-23 Demolición controlada de pilar para descenso de forjado posterior.

En (Assad, 2014) se muestran métodos de retirada de tableros existentes para una viga doble T con un ala de poco espesor. Se comparan métodos como el picado, el corte o la hidrodemolición se analizan los rendimientos y costes unitarios. El trabajo no es concluyente, condicionando la técnica óptima en función de la superficie total, las restricciones ambientales y el tipo de viga y conector.

3.1.7 Desventajas de la hidrodemolición

Las limitaciones de la técnica son por un lado el uso masivo de agua, y por otro, el rápido avance y energía aportada:

- El rápido avance de la demolición desvincula el armado de la sección de hormigón, y requiere un análisis estructural evolutivo del proceso para garantizar que no se producen situaciones de posible fallo estructural.
- En función de las presiones de trabajo es habitual un caudal requerido de 200l/min.
- Aunque depende del tipo de hormigón, para demoler 1m³ de hormigón se pueden requerir 50m³ de agua potable y 300l de gasoil.
- Debido al arrastre de finos y cemento el agua resultante debe ser tratada (pH) y reciclada antes de ser vertida.

- Aquellas zonas con prestaciones muy variables requieren un ajuste de los parámetros o se demuelen en espesores variables.
- Las zonas fuertemente armadas crean zonas de sombras, y deben proveerse cabezales de ángulo variable para retirar el hormigón circundante a la barra.
- El agua a muy alta presión daña protecciones de cables de postensados, vainas, tuberías, instalaciones e incluso elementos de fundición (culatas de postensado). Igualmente puede provocar cortocircuitos eléctricos si hay fugas.

La energía aportada por el agua, salvo que se busque el efecto, no corta ni fractura el árido. De esta forma el soporte es rugoso y con el poro abierto. Si los materiales adheridos sobre esta interfase son de buena calidad se consiguen adherencias que superan la propia cohesión de los soportes. Esta hipótesis de perfecta adherencia resulta muy importante en el diseño de cualquier refuerzo que movilice el rasante entre el elemento existente y el nuevo.

En la Figura 3-24 se muestra el proceso de reparación de un dintel en pantalán de vigas afectado por corrosión (cloruros). Se aprecia que durante el proceso constructivo el armado pierde la adherencia con la armadura, reduciéndose el coeficiente de seguridad global. Por otro lado el soporte obtenido es de muy alta calidad, con árido entero y sano, y sin planos débiles de rotura (Figura 3-25). El armado queda completamente descubierto facilitando su posterior reparación con morteros estructurales.

La Figura 3-26 muestra fallos de delaminación durante la demolición por incorrecta programación del robot (cabezal). Estos fallos se han observado también durante la preparación de las muestras de esta investigación.



Figura 3-24 Trabajos de saneo en un pantalán.

Figura 3-25 Detalle del dintel tras la demolición, con armadura desvinculada del elemento.

Figura 3-26 Delaminación del hormigón por incorrecta programación del robot.

3.1.8 Comparación respecto métodos tradicionales

Los métodos basados en corte o impacto, a pesar de aportar elevados rendimientos de avance e incluso de acceso (con equipos trepantes), tiene desventajas muy importantes en la afectación a la estructura original:

- No son selectivos con el armado o postensado existente, al dañar y doblar la armadura existente. Al basarse en energía de impacto o corte por diamante, afectan de forma idéntica armadura y hormigón. En este caso resulta muy difícil el aprovechamiento del armado transversal y longitudinal.
- Generan fisuración en las interfases (Figura 3-27). Incluso siendo aceptable prescindir del armado existente, la energía de impacto fisura los paramentos resultantes. Esta fisuración debilita la capacidad de transmisión de rasante entre hormigones, y la durabilidad. La afectación al armado y la fisuración resultan difíciles de determinar, al depender del tipo de soporte y de la energía aplicada.

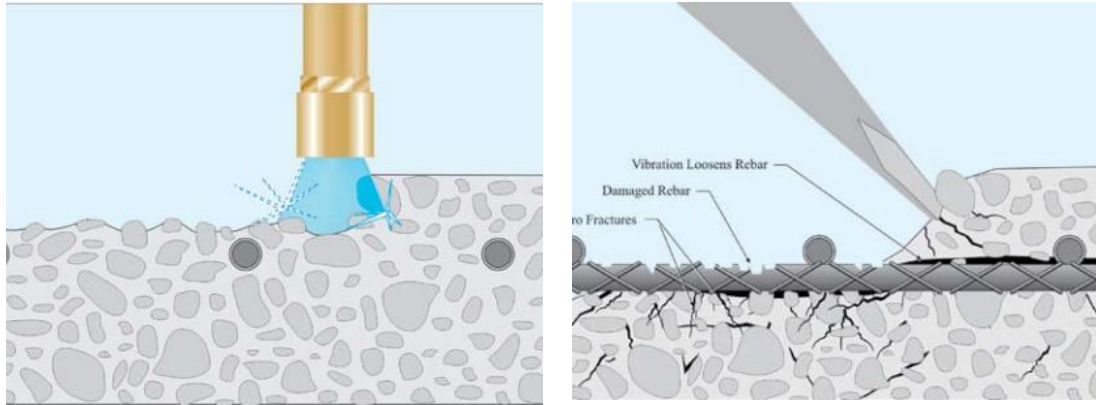


Figura 3-27 Visualización del efecto del chorro de agua sobre soporte, frente a la demolición por picado. (ICRI).

En demoliciones de elementos parciales o totales, y salvo trabajos subacuáticos, es más rentable el empleo de sistemas de picado o corte (pinzas, hilo de diamante o sierras murales). Igualmente, en geometrías con gran recubrimiento de armadura, puede ser rentable un trabajo previo de cajeo y corte, repicado con medios tradicionales. Tras esta fase inicial, ya con hidrodemolición, se descubre la zona armada, sin doblar ni romper barras y eliminando eventuales paramentos fisurados generados durante el picado. En este análisis, los costes económicos directos, de movilización y de afectación al uso definirán la eventual combinatoria de técnicas.

3.1.9 Equipos

Los equipos de hidrodemolición consisten: de la unidad de bomba de alta presión, de los robots autopropulsados que maniobran el chorro de agua, pequeños dispositivos o cremalleras dispuestos en áreas pequeñas para el manejo del chorro de agua, y lanzas manuales.

Los equipos que permiten la demolición con agua a alta presión constan de un contenedor de 12 metros (40 a 50 pies) que transporta e incluye (Figura 3-28):

- Bomba de alta presión diésel (1000-3000 bares y caudales de 25-380l/m)
- Depósito de agua secundario y unidad de filtrado de agua.
- Depósito de gasoil para la bomba.
- Espacio para transporte de robot y mangueras (con rampa de acceso).
- Herramientas y consumibles.
- Generador eléctrico.
- Depósito de agua 50m³ o superior (en función del suministro o sistema de reciclaje).
- En función del tratamiento de residuos exigido (vertido a alcantarillado) se han desarrollado unidades de reciclado portables, que retiran los finos y restituyen el pH.
- Sistema de control de la boquilla (lanza manual, guía, carro guiado, o robot autopropulsado).

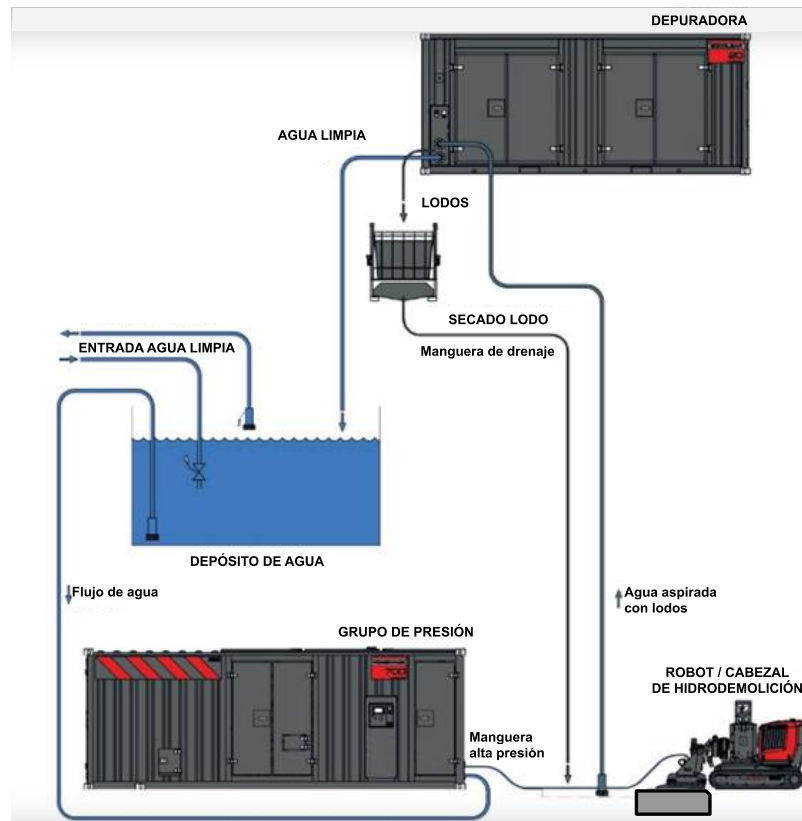


Figura 3-28 Equipos requeridos para hidrodemoler: depósito, grupo de presión, robot o cabezal y unidad de reciclado (Aquajet).

3.1.9.1 Bomba de presión

Las bombas generan presiones entre 700 y 2800 bares, con caudales entre los 25 y 380l/m. Se alimentan con motores eléctricos o en general (debido a la movilidad) con bombas diésel con potencias entre 100 y 700cv, con consumos por jornada entre 150 y 400 litros de gasoil. (Figura 3-29).

La potencia del motor depende de la presión y caudal a entregar, y los equipos se diseñan específicos para el uso final. Para evitar pérdidas de presión, el grupo debe ubicarse a distancias cercanas al punto de boquilla (menores a 100m).



Figura 3-29 Equipos usados durante la campaña experimental: camión y robot (a), grupo de presión (b) y depósito de agua (c).

3.1.9.2 Lanzas manuales de presión

Las lanzas manuales son manejadas directamente por el operario, sujetando una pistola de cierre electrónico, el cual aplica la presión de agua directamente sobre las zonas a tratar (Figura 3-30). Es un sistema más lento y que ejecuta un menor volumen de hormigón

retirado. Esta técnica se usa en zonas sin acceso para maquinaria pesada, o donde la precisión es necesaria en profundidades exactas o cortes perfectos.

Cuando se emplean lanzas de presión, operadas manualmente, debe limitarse la fuerza máxima de reacción (originada por la combinación de caudal y presión). Las lanzas operan a presiones entre 700bar (limpiezas y retirada de revestimientos) o 3000bar para hidrofresar con precisión. Este dispositivo facilita el acceso a zonas no accesibles con robot (por difícil acceso en zonas de apoyos, zonas de alto confinamiento de armadura, sombras de pieza metálica, zócalos).

Una opción intermedia es disponer de útiles mecanizados de apoyo, que sujeten la lanza, y con rótulas y escudos permitan movimientos limitados (por seguridad) tal como puede verse en la Figura 3-30. Estos útiles, incluso operados semiautomáticamente permiten incrementar el rendimiento al soportar más caudal y reacción. De esta forma hay equipos no robotizados, pero que dan soporte asistido para trabajo en suelo, en techo, en holguras de apoyo POT, con boquillas en ángulos a 90°.



Figura 3-30 Equipos de UHP con lanza manual: sin soporte (a) y con equipo de apoyo (b) (Falch, s.f.)

3.1.9.3 Equipos guiados no robotizados

Antes de la aparición de robots automatizados era habitual adaptar lanzas a equipos neumáticos de demolición estándar, operados manualmente por un operario (Figura 3-31). A pesar de no poder parametrizar ni sincronizar la oscilación ni recorrido, se podía incrementar la fuerza de reacción aumentando caudal y presión. De esta forma se incrementaba el rendimiento.



Figura 3-31 Equipos artesanales para uso en muro pantalla (a), clave de túnel (b) y zona de apoyo de viga artesa (c).

Cuando la tipología de demolición es muy regular, la boquilla se puede motorizar sobre un rail con cremallera. De forma simple se consigue un desplazamiento unidireccional sobre un marco o medio auxiliar. Por seguridad estos útiles requieren una certificación y marcado según norma, para garantizar que resisten las fuerzas máximas (evitar vuelcos, golpes de presión, impactos) y con sistemas de paro automático. Aunque estos sistemas eran habituales en los inicios de la tecnología de hidrodemolición, actualmente están en desuso.

3.1.9.4 Equipos robotizados

Para maximizar los rendimientos e incrementar volumen, espesor y rendimiento se requiere automatizar el movimiento en boquilla y a la vez dotar de un soporte que resista

la reacción del agua proyectada. Hay dos grandes grupos de robots: los autopropulsados y los cabezales aislados que se desplazan sobre cremalleras o marcos.

3.1.9.4.1 Robots autopropulsados

En el empleo de unidades robotizadas que mueven el chorro de agua uniformemente sobre la superficie, y si la calidad del hormigón es uniforme, se consigue una superficie con una rugosidad equivalente a la del tamaño de árido existente en el hormigón. Ajustando la velocidad, el caudal y la presión, así como la forma de la boquilla se pueden controlar la profundidad y cuantía de hormigón eliminado.

Los más habituales son los autopropulsados (eléctrica o térmicamente) y con mecanismos o brazos articulados (motor hidráulico), cuyas características se resumen en:

- Se autopropulsan con orugas para el posicionamiento en obra (Figura 3-33 y Figura 3-34) y en el frente de trabajo. Este desplazamiento se parametriza durante la demolición junto al cabezal.
- Disponen de mástiles y prolongadores (Figura 3-32) que ubican el carro de demolición en el paramento a eliminar. Los mástiles se adaptan, con eventuales arriostramientos adicionales para grandes alturas de trabajo.
- El carro dispone de la boquilla de proyección del agua a alta presión. Incluye un faldón de protección para minimizar las proyecciones. Genera movimientos transversales y oscilantes en la boquilla. El carro puede adaptarse a geometrías variables (curvatura), desacoplarse del robot y debidamente guiado trabajar bajo agua o a gran altura (Figura 3-32).
- Alternativamente el robot puede movilizar una lanza sin un carro de desplazamiento, lo que da más flexibilidad a tratar soportes irregulares. Esta opción en la actualidad requiere de un manejo más intenso, pero puede automatizarse con sensores de posición al soporte.



Figura 3-32 Equipo de UHP desplazándose sobre marco tubular.



Figura 3-33 Equipo de UHP cortando conexión de forjado con muro.



Figura 3-34 Equipo de HP demoliendo un tablero de puente (AquaJet)

Todos los sistemas descritos, pueden incluir un sistema de aspiración o recogida tanto del agua como de los detritos generados. Esta aplicación es muy habitual en tratamiento de superficies metálicas con revestimientos contaminantes (con plomo por ejemplo).

3.1.9.4.2 Robots trepantes.

Para aquellas demoliciones con acceso difícil para el robot autopropulsado, la alternativa desarrollada son cabezales auto trepantes. Éstos se desplazan sobre tubos de andamio y a su vez incorporan el cabezal sobre guías o cremalleras. De esta forma pueden demoler con

un peso mínimo. El desplazamiento se realiza con rodillos ranurados accionados por motores hidráulicos. El cabezal dispone de los movimientos oscilantes y posiciona el cabezal móvil (oscilante y con ángulo de ataque variable). Con estos útiles se amplía el campo de aplicación de la técnica, al desplazarse sobre elementos muy livianos de andamiaje.

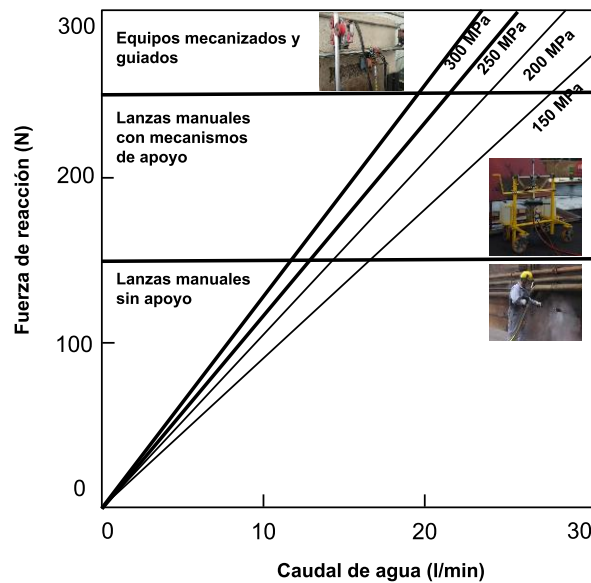


Figura 3-35 Relación entre el caudal, la presión y la reacción generada (indicando el equipo habitual).

Estos sistemas están diseñados para ser ensamblados por una única persona. La limitación principal es la fuerza máxima de reacción a soportar que condiciona el caudal y presión máximo, y por ello el rendimiento (Figura 3-35).

Para el refuerzo planteado en esta tesis (generar sección mixta) estos sistemas son óptimos, teniendo en cuenta que los paramentos a reforzar se ubican bajo el tablero. En la fase experimental, se ha podido validar el funcionamiento. Debido a su reciente aparición en el mercado, y poca disponibilidad, no ha sido posible implementarlos en la preparación de las vigas de ensayo.

En las siguientes Figuras se muestran sistemas trepantes: sobre tubo de andamio (Figura 3-36) y celosía metálica de aluminio (Figura 3-37 y Figura 3-38). El carro a su vez dispone de una cremallera para el movimiento en altura del cabezal. En función de la rigidez del soporte se puede incrementar el caudal y la presión para incrementar el avance de la demolición.



Figura 3-36 Equipo de UHP automatizado sobre tubo de andamio.

Figura 3-37 Robot de HP con desplazamiento en horizontal sobre celosía (Aquajet).

Figura 3-38 Robot de HP marco en horizontal sobre celosía (Aquajet).

Un uso muy interesante de estos equipos es el empleo en reparación subacuática (Figura 3-39). En este campo de aplicación, las técnicas tradicionales de picado o fresado son muy costosas (por la necesidad de personal subacuático). Por ello, tanto el guiado de la

demolición y la inspección puede realizarse con facilidad con equipos autónomos. El funcionamiento bajo agua resta poca eficiencia a la demolición, aunque deben ajustarse los parámetros de distancias al paramento. Esta prestación permite una gran aplicabilidad a la técnica de refuerzo propuesta en esta tesis, al ser todos los procedimientos compatibles bajo agua: posicionamiento de la semisección e inyección de los morteros de relleno.



Figura 3-39 Vista de robot automatizado demoliendo recubrimiento en pila de puente (a) Tramo aéreo (b) Tramo sumergido (Rglservices.co.uk).

3.1.10 Parámetros de trabajo relevantes

Inicialmente el mercado distingue según las presiones de trabajo del agua:

- Agua a presión: uso de agua a presión (34MPa).
- Agua a alta presión: presión de bomba entre 340 bar (34MPa) y 2000 bar (200MPa).
- Agua a ultra alta presión: Cuando la presión supera los 2000 bares (200MPa).

3.1.10.1 Demolición selectiva (retirada de hormigón dañado).

Esta es una de las tareas más habituales de trabajo cuando se emplea esta técnica para rehabilitar estructuras, y consiste en eliminar zonas que presenten fisuras, discontinuidades o corrosión existente en la armadura.

En estos casos se trabaja con presiones medias (siendo alta presión), típicamente entre 1000 y 1400 bares, empleando caudales elevados (180-260l/min). En estas condiciones el hormigón sano no se elimina ni se generan fisuras. Los bordes y paramentos resultantes se obtienen rugosos y con el árido expuesto tal como se aprecia en la Figura 3-40.



Figura 3-40. Detalle del paramento obtenido con agua a presión y elevado caudal.

En la siguiente Tabla 3-1 se resumen las recomendaciones de caudal y presión indicadas por un fabricante (AquaJet):

Tabla 3-1 Tabla de equipos a alta presión

Fabricante	Equipo	Caudal (l/min)	Presión (bares)	Fuerza reacción (N)	Velocidad agua (m/s)
Aquajet	AquaCutter 410 PowerPack 400	145	1100	1120	455
Aquajet	AquaCutter 710 PowerPack 700	210	1290	1760	493

3.1.10.2 Demolición a espesor constante (o hidro-fresado)

Si el objetivo es eliminar un espesor constante de hormigón, y obtener paramentos constantes (con árido partido) debe incrementarse la presión de trabajo. En estas aplicaciones se trabaja en ultra-alta presión alcanzando los 3000 bares y caudales menores (22l/min).

En esta configuración se elimina el espesor indicado, independientemente de la calidad del hormigón (Figura 3-41).



Figura 3-41 (a) Detalle del paramento con corte de árido, trabajando a muy alta presión y bajo caudal. (b) cajeado en paramentos

En la siguiente Tabla 3-2 se resumen las recomendaciones de caudal y presión indicadas por un fabricante (Aquajet):

Tabla 3-2 Tabla de equipos UHPC ultra alta presión

Fabricante	Equipo	Caudal (l/min)	Presión (bares)	Fuerza reacción (N)	Velocidad agua (m/s)
Aquajet	ERGO GO Powerpack 270	40	2800	500	727
Aquajet	AquaCutter 410 PowerPack 400	62	2600	740	700
Aquajet	AquaCutter 710 PowerPack 700	100	2550	1180	693

3.1.10.3 Factores que condicionan el rendimiento

El avance y efectividad de la demolición depende de varios factores, que dependen del equipo y de las propiedades del hormigón existente. Tal y como se ha visto el mecanismo de acción es la demolición de mediante creación de presiones internas, agotando la resistencia a tracción y no por empuje o impacto directo.

3.1.10.4 Caudal y presión

Como se ha descrito en el apartado anterior el caudal y la presión, definen la forma demoler el hormigón: de forma selectiva (arrancando árido) o a espesor definido. Ambos parámetros definen la fuerza de reacción a soportar en boquilla, y por tanto, el equipo a emplear.

Hay un relación lineal entre el caudal y el volumen de demolición, con un límite superior, que ya no incrementa el hormigón demolido (limitado por el acceso a la porosidad).

3.1.10.5 Propiedades de la matriz

El hormigón lo constituye una mezcla de áridos, pasta de cemento y agua. Las interfaces entre materiales afectan las propiedades mecánicas de la mezcla, y, juntamente con la porosidad, determinarán la respuesta al a las presiones internas generadas por el agua a presión. (Figura 3-42).



Figura 3-42 Detalle de matriz de hormigón tras demolición con agua a 3000 bar (20l/min): (a) (b) matriz de hormigón poco porosa (c) matriz de alta porosidad.

La porosidad del hormigón depende de la mezcla original, así como su permeabilidad (Figura 3-43). El punto débil que se identifica como determinante en el avance de la demolición es la interfase de contacto entre la matriz cementosa y los áridos/barras de armado.

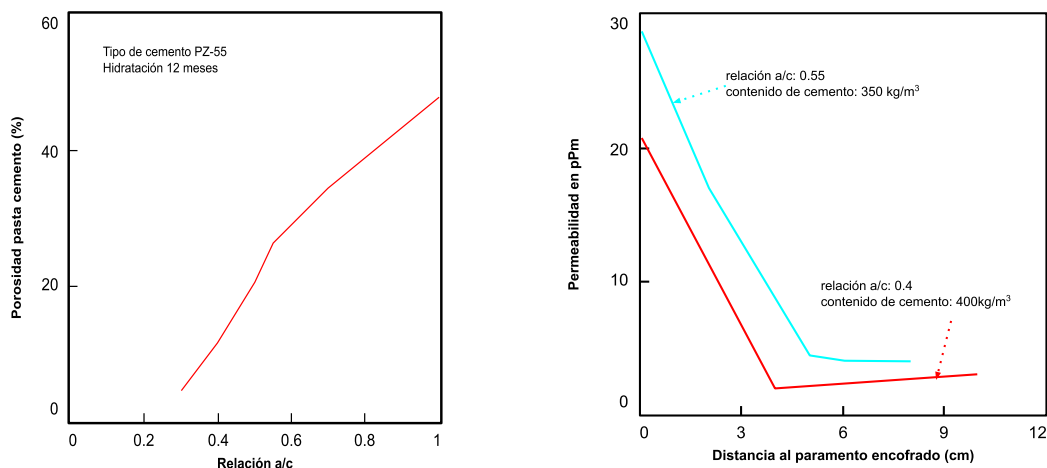


Figura 3-43 Influencia en la porosidad y permeabilidad de la relación a/c (a) y de la distancia a cara de encofrado (b) (Momber, 2005).

3.1.10.6 Resistencia a compresión.

Contra todo pronóstico, la resistencia a compresión no es un parámetro que, de forma aislada, defina la efectividad de la hidrodemolición tal como puede verse en la Figura 3-44. La evaluación de la resistencia a compresión, por tanto, no define ni la porosidad ni la interacción pasta cementosa-árido. El rendimiento se incrementa con una mayor interfase de contacto árido-matriz, al permitir la entrada de agua en ésta y generar mayores empujes

al vacío. De forma opuesta, a mayor resistencia de la matriz y menor tamaño de árido mayor dificultad de demolición. Este fenómeno se explica al ser las superficies de fallo menos accesibles (áridos encapsulados). Werner (1991) demuestra que para idéntica porosidad de la matriz, el rendimiento incrementa al aumentar el tamaño de árido de la mezcla (Figura 3-44). Para micro hormigones o morteros, con árido totalmente encapsulado por la matriz, a mayor porosidad mayor rendimiento de la hidrodemolición.

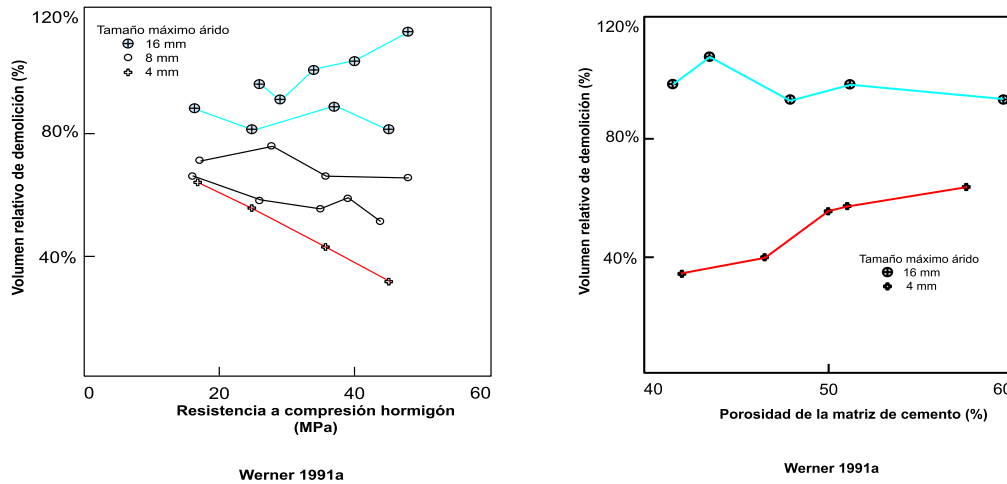


Figura 3-44 Incremento relativo de avance de demolición en función del tipo de hormigón y tamaño máximo de árido (a) y según porosidad de la matriz cementosa (b) (Momber, 2005).

3.1.10.7 Presencia de armadura

La presencia de armadura genera interfases que mejoran el rendimiento, en especial cuando se trabaja con elevado caudal de agua (200 l/min). Al revés, este frente de armado dificulta el posicionamiento de la lanza para profundidad de demolición mayor.

No se aprecian daños en el armado pasivo, salvo si la acción del agua genera esfuerzos de fatiga en barras no arriostradas, como cita el artículo de (Hyland & Ouwejan, 2017).

Deben tomarse medidas específicas cuando se elimina el hormigón cercano a postesados existentes. Se evitará el ingreso de agua en las vainas y en los cables generando corrosión, o dañando las zonas de anclaje provocando fallos frágiles (elementos de fundición con poros). La pérdida repentina de tensión puede provocar daños personales, daños en los equipos, y fallos estructurales. La eliminación del hormigón reduce la capacidad estructural del elemento, reduciendo la sección, y reduciendo la adherencia y contribución del armado en el macizo de hormigón.

3.1.11 Rendimientos teóricos

En la Tabla 3-3, se muestran rendimientos para uso en tableros de puentes (cara superior). Son valores de hace dos décadas y optimistas, probablemente para trabajos en continuo y trabajando en suelo. Son esperables rendimientos menores (entre 20-50%) en función de los tiempos de parada.

Tabla 3-3 Valores de eficiencia de hidrodemolición de hormigón (Hilmersson, 1998) Presión de trabajo: 100 MPa, caudal de agua: 193 l/min, tipo de robot: HVD-6000

Elemento	Área completa	Profundidad de la capa a extraer	Eficiencia	Eficiencia
	m ²	mm	m ² /h	m ³ /h
Puente	210	30	14	0.42
Puente	45	30	13	0.39

Puente	40	30	15	0.45
Puente	140	60	12	0.72
Puente	700	120	8	0.96
Suelo	300	80	6	0.48
Fachada	100	80	5	0.40
Puente	75	30-60	11	0.33-0.66
Pilar	185	50-80	2	0.10-0.16
Puente	80	30	8	0.24
Puente	12	10	40	0.40
Túnel	200	30	11	0.33
Puente	1,5	60-90	9	0.54-0.81

3.1.12 Costes

La evaluación de costes se realiza por superficie o volumen eliminado. Depende de muchos factores ligados a desplazamientos, implementación y movimientos de equipos. De todas formas se puede aproximar a los porcentajes indicados en la Tabla 3-4

Tabla 3-4 Reparto de costes unitarios para la actividad de hidrodemolición robotizada (Momber, 2005)

Partida	Coste relativo
Personal especializado	40%
Amortización de equipos	20%
Movilización y transporte	8%
Consumo de agua	5%
Diesel y aceites de lubricación	17%
Consumibles	10%

**Este coste depende de la calidad del agua (contenido sólidos) e incluye desgaste de pistones de bomba, boquillas y filtros para tratamiento de agua.*

3.2 Conectores

3.2.1 Objeto del capítulo

En este subcapítulo se expone la tecnología relativa a conectores: se describen las tipologías, su procedimiento de instalación y se evalúa su idoneidad para el uso previsto en esta tesis doctoral. Se discute, en base a su forma y mecanismo resistente, las ventajas y limitaciones para el uso particular en el refuerzo. Asumiendo las limitaciones constructivas de la técnica de refuerzo planteada (holguras reducidas entre el espacio demolido y el armado existente), se define el conector óptimo a ensayar en este trabajo.

Los condicionantes geométricos no permiten cumplir algunas directrices de lo indicado en EC4 (referencia) por no ser aplicables en la nueva configuración.

3.2.2 Antecedentes

A nivel normativo tanto ACI 318 como Eurocódigo 2-parte 4 permiten definir la capacidad resistente de anclajes preinstalados y post-instalados, tanto aislados o en grupo y cubriendo una gran variabilidad geométrica (separación a borde, esquina, espesor del elemento). En cada caso se contemplan varios mecanismos de rotura: por fallo del acero o arrancamiento de hormigón o en borde. Ambas normativas, como se expone en la reseña histórica, parten del mismo método de diseño, concluyendo en una formulación similar aunque con detalles y alcances distintos. Por cercanía, la evaluación resistente de los anclajes la basamos en Eurocódigo2, con excepción de las llaves a cortante que queda mejor cubierta en la norma americana.

Los valores de diseño propuestos en las normas se asumen como cota mínima en el prediseño. Ninguna norma de diseño de anclajes evalúa el efecto favorable de disponer de un hormigón reforzado con fibras tal como se plantea en el refuerzo en estudio, aunque si para armados de refuerzo suplementarios con barras. La campaña experimental (capítulo 5) determinará la validez de su empleo y las ventajas aportadas en ductilidad por parte de las fibras.

La configuración y tipología de los conectores es muy amplia, en función de la forma y del procedimiento de instalación (soldadura, atornillado, desmontables, etc.). Muchas configuraciones y soluciones técnicas quedan cubiertas por patentes: (Suwaed 2016) (Shiota 2015) , . Estas patentes quedan recogidas en los siguientes repositorios: Google patents, Sciverse, WebofKnowledge entre otros.

3.2.3 Generalidades

Los conectores, en función de sus características, pueden garantizar la igualdad de deformaciones entre ambos materiales conectados, o permitir deformaciones relativas dentro de unos determinados límites. Se pueden clasificar en función de su rigidez (rígidos, semi rígidos y flexibles) o en función de su forma (tacos y pletinas, angulares, chapas transversales, pernos , tacos o bien espirales y bucles).

La respuesta del conector depende de su geometría y materiales, del hormigón o mortero dónde queda embebido y de las distancias al borde y entre conectores. Los mecanismos de rotura que dependan del hormigón movilizan a su vez la armadura cercana a los conectores, o en su caso, las fibras que cosen la masa de hormigón.

Repasando los conectores habituales viga-losa de hormigón en obra nueva hay infinidad de conectores disponibles, pero cuando se evalúa su aplicabilidad en una construcción ya existente se reducen las alternativas viables.

Hay gran número de puentes mixtos de vigas metálicas que se diseñaron sin un trabajo conjunto losa superior y vigas, los cuáles siguen en uso hoy en día. Debido a que las cargas de tráfico y número de ciclos de éstas han aumentado de forma considerable, aparece la necesidad de su refuerzo o sustitución en un futuro cercano.

El desarrollo de los pernos post-instalados nace para resolver estas situaciones, especialmente cuando vincular la conexión viga-tablero garantiza los nuevos esfuerzos a soportar. Durante estos trabajos es de vital importancia la no afectación al tráfico, siendo preferibles intervenciones que eviten el trabajo en el tablero o limiten las cargas en servicio.

En las aplicaciones de conexión de losa de hormigón a viga metálica existente, hay varias soluciones de conector disponible, y su elección depende de muchos factores. En los casos en que hay que reemplazar totalmente la losa de hormigón, los pernos soldados son la opción más simple de implementar (si el acero de las vigas es soldable). Si la losa está en buenas condiciones y no se requiere su reemplazo, entonces es muy beneficioso el empleo de conectores que minimicen la afectación al tráfico.

3.2.4 Tipos de conectores

Hay varios criterios de clasificación de conectores y anclajes. En primer lugar hay que diferenciar entre anclajes instalados antes o después del hormigonado. Típicamente los primeros se instalan en obra nueva, y los post-instalados son los habituales en refuerzo (Figura 3-45). El uso de la hidrodemolición, como veremos, abre el uso de conectores de obra nueva en cambios y refuerzos.

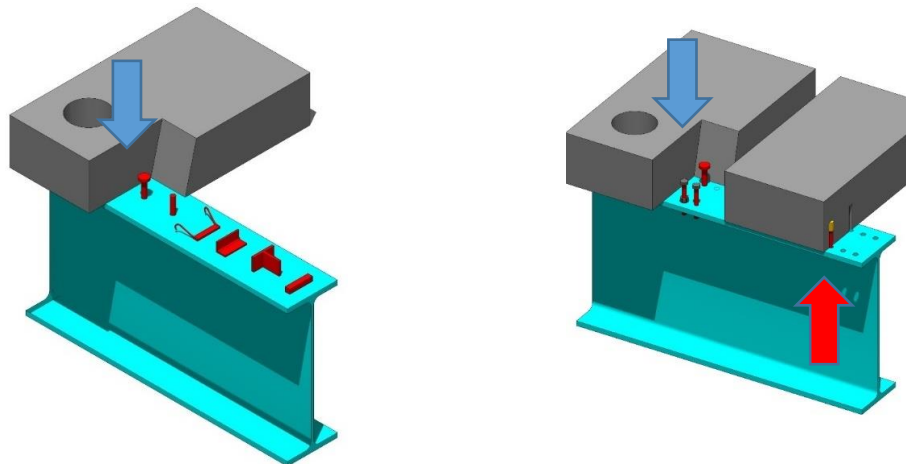


Figura 3-45 (a) Anclajes pre-instalados (flecha azul) (b) Anclajes post-instalados (flecha roja).

En la Figura 3-46 se ilustran distintas tipologías de conectores preinstalados (a) y los mecanismos de anclaje de los post-instalados (b). Éstos últimos se instalan tras un taladro previo (con distintos métodos).

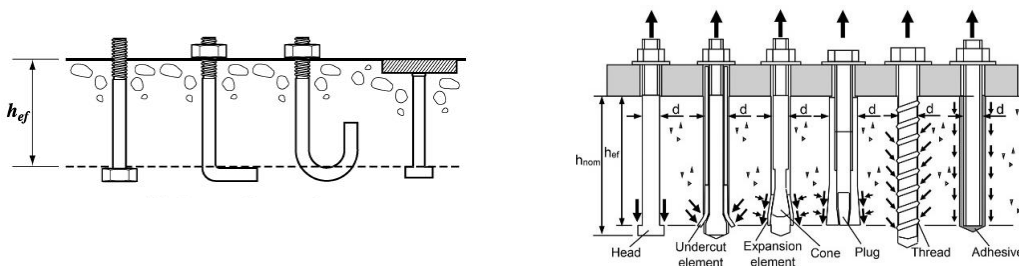


Figura 3-46 (a) Tipos de anclajes pre-instalados (Cast-in-Place CIP) (b) Anclajes post-instalados (Mahrenholtz & Wood, 2021)

3.2.5 Conectores pre-instalados

Este grupo engloba la totalidad de anclajes destinados a sección mixta de obra nueva. Los conectores se vinculan a la estructura metálica, para hormigonar directamente contra ellos. Funcionan por forma: conectores con cabeza, en L, en T, en J, con barras transversales, perfiles, tacos soldados, etc. En general se desprecia la adherencia entre el acero y el conector, y su diseño depende del área de contacto.

En función de su vinculación a la estructura metálica se clasifican en conectores permanentes o desmontables. En la actualidad la mayoría de los conectores en obra nueva son soldados, motivado por su facilidad de puesta en obra y seguridad. La técnica habitual de soldadura de los pernos es mediante descarga por arco eléctrico, un proceso semiautomático rápido de realizar (Figura 3-47). Estos conectores se emplean en vigas mixtas en puentes, edificación así como en otras industrias como la naval. La potencia de la soldadura requiere espesores de chapa considerables aunque el procedimiento es simple y requiere un equipo de pequeñas dimensiones. Esto facilita su uso en espacios de difícil acceso. Estas soldaduras resultan difíciles de comprobar de forma no destructiva. En el

Eurocodigo 4, se exige validar el 5% de los pernos, reemplazando la partida completa por perno mal soldado.



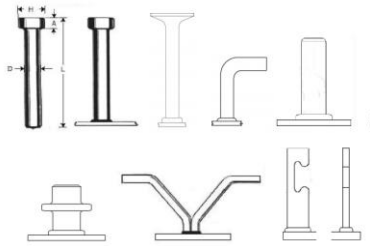
Figura 3-47 (a) Vista del equipo y procedimiento de soldadura de conectores (b) Tipología de anclajes (True Stud Welding, s.f.)

La necesidad de maximizar la vida útil de las estructuras, por sostenibilidad, obliga a plantearse soluciones de conexión desmontables. Para puentes, al ser el tablero el elemento más expuesto a cloruros, cobra sentido el desarrollo de conectores atornillados y no soldados. Estos requisitos ya son habituales en apoyos de puente (tipo POT) donde el diseño contempla su eventual remplazo.

La Tabla 3-5 clasifica por familias y forma las múltiples configuraciones comerciales actuales (de uso prioritario en prefabricado):

Tabla 3-5 Tipología de conectores (Referencia)

Secuencia	Unión a perfil metálico	Forma	Imágenes (Figura 3-48)
Preinstalados (CIP)	Soldadura automática (pistola)	Cabeza	a
		Barra corrugada	b
		J T L	c
	Soldadura convencional	Bloques	d
		Perfiles	e
		Perfobond	e
	Taladro + Tuerca (desmontables)	Cabeza	f
		Tornillo	g
		Barra + placa	h
		J T L	i



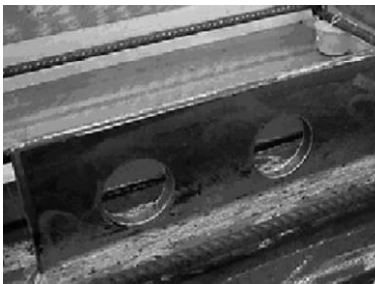
(a)(c) (STANLEY ENGINEERED, 2021)



(b) (STANLEY ENGINEERED, 2021)



(d) (Shariati et al., 2011)



(e) (Miotto & Dias, 2011)



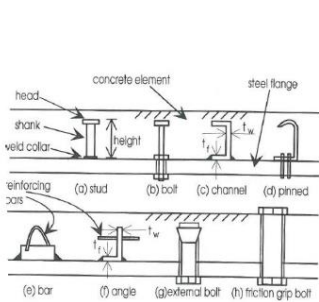
(g)



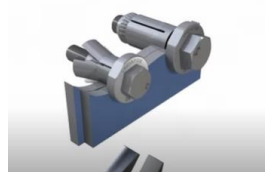
(i)

Figura 3-48 Tipología de conectores

Además de los anclajes descritos hay combinatorias de éstos y nuevos desarrollos (Figura 3-49). Aunque tienen otros usos, son de aplicación al facilitar su puesta en obra.



Combinaciones de conectores (Oehlers et al., 1997)



Conectores Blind Bolt (BOLT, 2021)B



Ejemplos de conectores Spring Coiled pin (SPIROL, 2020).

Figura 3-49 Conectores habituales en industria

3.2.6 Conectores post-instalados

A diferencia de obra nueva, el conector óptimo en rehabilitación será el que maximice eficiencia y facilidad de puesta en obra.

Estos conectores son la solución habitual en muchas aplicaciones para vincular hormigón existente con estructuras nuevas. Son habituales en refuerzo con pletinas bulonadas,

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

cartelas en postensado exterior, ménsulas, etc. El uso de adhesivos estructurales con barra corrugada se usa para conectar y solapar nuevo armado, vinculando voladizos, arranques de pilar, muros etc. Hay gran cantidad de fabricantes y modelos de anclajes, de carácter permanente o temporal, aptos para hormigón fisurado o no, resistentes a fatiga, para soportes húmedos, etc.

En la Tabla 3-6 se clasifican según el mecanismos resistente:

Tabla 3-6 Tipología de conectores post-instalados

Secuencia	Inserción	Mecanismo adherente	Imágenes (Figura 3-50 y Figura 3-51)
Post-instalados	Taladro broca recta	Adhesivo sintético	J
		Adhesivo cementoso	K
		Expansivo	L
		Auto-excavado	M
		Roscado en hormigón	N
	Taladro diamante	Cabeza	O

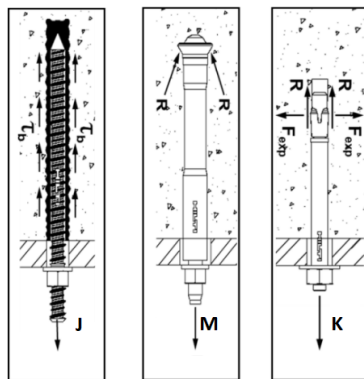


Figura 3-50 Mecanismos de funcionamiento de familias PI-T-AS, PI-T-UC y PI-T-AE (Hilti, s.f.).



Figura 3-51 Tipologías de anclajes PI (Mahrenholtz & Wood, 2021).

Todos los anclajes comparten que su puesta en obra es mediante taladro al hormigón soporte. Los taladros se realizan por rotopercusión (sin cortar armadura) o con corona de diamante refrigerada con agua (afectando la armadura). La primera opción (Figura 3-52) obliga a asumir un número de taladros que interfiere el armado original y no se pueden instalar. Si se opta por corte con corona de diamante entonces éste elimina armadura y hormigón, extrayendo el testigo completo. Con diamante se pueden realizar longitudes importantes (decenas de metros) y también diámetros considerables.

Realizar taladros por rotopercusión se puede automatizar mínimamente, con equipos neumáticos de apoyo, con la problemática de interferir el armado base. Este tipo de taladro se realiza con el elemento metálico ya posicionado. Por este motivo el diámetro de broca será menor o igual a la perforación en chapa, siendo el diámetro del conector menor. Este diámetro menor provoca que entre la pared del perno y la chapa exista una holgura. Algunos anclajes mecánicos corrigen esta holgura con un sobrecancho en la cabeza de éste, pero encareciendo el producto.

El uso de corona de diamante es más laborioso, al necesitar el posicionamiento del equipo, su nivelación y refrigeración con agua durante la perforación. Estas perforaciones se realizan sin la placa base instalada, mediante realización de plantillas previas y holguras en el diámetro de taladro. Realizar conectores cortos y ciegos (no pasantes) dificulta su extracción. Realizar conectores muy distribuidos obliga a muchas operaciones de posicionamiento de la torre de perforación, encareciendo la operativa. Esta técnica es muy habitual en la conexión de los anclajes y traviesas de desviación de barras o cordones de postensado exterior (Figura 3-53 y Figura 3-54). Ubicando con precisión el taladro (por no afectar armado necesario) se perforan e instalan barras de diámetros grandes (>40mm), ancladas a ambos extremos con placa y tuerca.



Figura 3-52 Perforación por rotopercusión.

Figura 3-53 Anclaje de tendón multicordón de postesado exterior a paramento (obsérvese la disposición irregular por interferencia armado).

Figura 3-54 Postensado monocordón vinculado con anclaje unitario al soporte por rotopercusión. (Freyssinet, s.f.).

Para cargas elevadas, en soportes fisurados, los más habituales son los anclajes fijados con adhesivos químicos (taco químico). Se puede instalar por paramento inferior de la viga, con adhesivos tixotrópicos que facilitan el trabajar sobrecabeza sin encofrados ni equipos complejos. Requieren un trabajo cuidadoso; limpieza del soporte, correcta mezcla del adhesivo, no oclusión de aire y adecuada inserción de la barra. Sus limitaciones principales se citan:

- Limitada resistencia a temperaturas altas (fuego) de los adhesivos sintéticos (<70°C).
- Fluencia bajo carga sostenida (tornillos pretensados o con cargas permanentes).
- Holgura entre la pared del taladro en pletina y el fuste del anclaje, provocando fallos en fatiga.
- La adherencia depende de la buena instalación: limpieza, mezclado, temperatura máxima y mínima, humedad ambiental y soporte, etc.
- Pocos adhesivos están certificados para instalación en soportes húmedos y mojados (en especial subacuáticos).

La Figura 3-55 muestra anclajes mecánicos instalados antes o después del posicionamiento de la chapa. En la Figura 3-56 se ilustran unas ménsulas post-instaladas para apeaar una viga de puente, conectadas con taco químico. Obsérvese que la chapa dispone de mayor cantidad de taladros de los requeridos, asumiendo la interferencia con el armado existente y el no poder colocarlos.

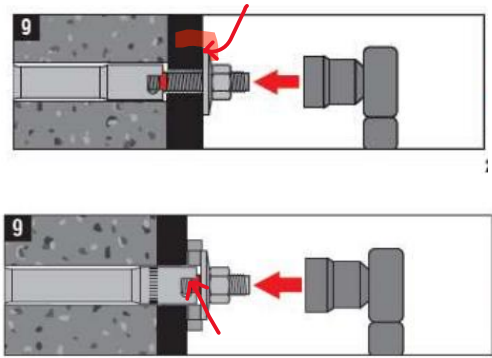


Figura 3-55 Ejemplo de instalación de pletina después del taladro (a) y antes (b) (Hilti, s.f.).



Figura 3-56 Ménsula metálica con numerosos anclajes químicos (no instalados) por interferencia con armado base.

Tras los anclajes químicos los más empleados son los mecánicos o autoexcavados, cuyo trabajo es por punta expandiendo o generando una cola de milano en punta. La respuesta está lejos de asemejarse a un conector con cabeza, y para cargas elevadas se precisan muchas unidades.

3.2.7 Uso de anclajes pre-instalables con hidrodemolición

A diferencia de obra nueva, el armado de la estructura existente es un invariante y aunque la demolición flexibiliza su posición, será éste el que dicte geometría y separación de los conectores nuevos. Por tanto, el patrón de armado de cada elemento (viga armada, viga pretensada, losa) puede requerir una forma óptima de conector. Estos condicionantes no se dan en secciones mixtas de obra nueva, al poder adaptar el armado a disponer. Por tanto en rehabilitación, el conector óptimo se escogerá de entre aquéllos que sean instalables.

A modo de ejemplo, para una viga pretensada habitual con trazado recto cuyos cables no pueden reubicarse, el conector deberá ubicarse en los espacios entre cables. Este caso particular, no contemplado de forma específica, puede requerir conectores exageradamente esbeltos y/o de pletinas alineadas (perforbond).

Es relevante indicar que la hidrodemolición permite usar conectores pre-instalables para trabajos de rehabilitación. Por ello, al crear los alveolos sin dañar la armadura existente se puede:

- Conectar una estructura con pernos soldados, y macizar con mortero (exige una demolición previa).
- posicionar la estructura, hidrodemoler los alveolos, insertarlos (tornillo retráctil con la cabeza funcionando como anclaje en punta) y macizar.

En las Figura 3-57 y Figura 3-58 se exponen las alternativas:

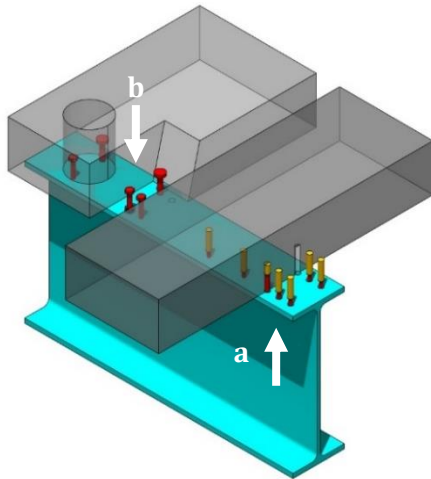


Figura 3-57 Conexión de tablero a viga metálica accediendo de paramento superior: anclaje post-instalado inferior (a) y por demolición de losa y conector soldado o roscado (b).

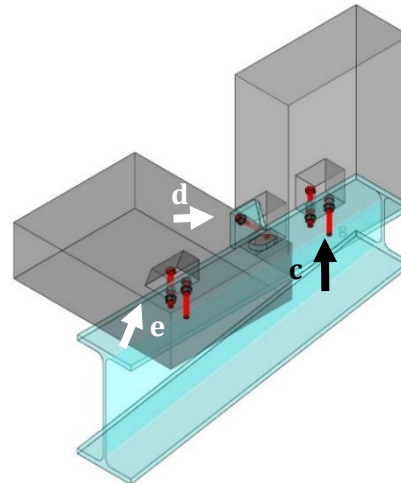


Figura 3-58 Conexión de semisección con hidrodemolición: conexión a paramento inferior de viga (c) y lateral (d); conexión a losa continua con apertura alveolo (e).

En este caso, tiene sentido que el conector sea retráctil, o desmontable e instalable a posteriori.

3.2.8 Uso de tornillos roscados como anclajes

Se ha investigado el uso de conectores roscados empleando tornillos estándar (DIN931) dispuestos en varias configuraciones: (Schaap 2004, Hungerford 2004, Kayir 2006, Kwon 2008, Kwon et al. 2009, 2010a, 2010b, 2011), con apertura de hueco, taladro en chapa en la siguientes configuraciones:

- tuerca simple inferior.
- tuerca doble inferior.
- roscados parcialmente o en su totalidad.

Estudios comparativos entre pernos roscados y pernos soldados pueden verse en Pavlovic et al. (2013). También hay suficiente investigación sobre el diseño de conectores con idéntica geometría a los soldados, pero mecanizando y generando una zona de rosca. (Wang et al. 2017, Moynihan & Allwood 2014, Pathirana et al. 2015, 2016a, 2016b).

Otra tipología de conectores, que se ha investigado son pasadores tipo muelle obtenidos mediante el enrollado de chapas. La principal desventaja de éstos es la poca resistencia a tracción pura al funcionar únicamente por presión debido a la expansión de la chapa enrollada contra la pared del taladro. Sin embargo, aportan facilidad de inserción y la necesidad de uso de resinas.

3.2.9 Conectores pre-instalados vs. Post-instalados

En todas las guías de diseño se proponen mejores valores resistentes a tracción y cortante para anclajes preinstalados frente a equivalentes (en diámetro) post-instalados. En particular hay varios puntos clave que justifican esta mayor resistencia:

- Los conectores preinstalados pueden disponer de cabeza, tuerca para los tornillos, ganchos o pernos con chapas roscadas o soldadas. Este trabajo en punta incrementa las áreas de hormigón a movilizar.
- Su instalación es menos sensible a los errores de ejecución/supervisión de su puesta en obra. El caso extremo son los anclajes adheridos dónde la perforación, limpieza, mezcla e inyección del adhesivo condicionan la respuesta final del anclaje (en especial en horizontal y sobrecabeza). Generalmente los adhesivos sintéticos son

sensibles a soportes húmedos durante su aplicación, y en servicio a temperaturas elevadas (fluencia). Las guías de diseño resuelven esta incertidumbre aplicando coeficientes minoradores adicionales cuando las cargas sean sostenidas (factor adicional de 0.55 según ACI 318-19 ap 17.5.2.2).

3.2.10 Marco normativo actual

La formulación referenciada en este capítulo se deriva de lo desarrollado en el método "Concrete Capacity Design" (CCD) de cálculo de anclajes (Fuchs et al., 1995). Para comprender la evolución histórica de la formulación se recomienda la tesis doctoral (Aznar López, 2013).

Los modelos de diseño para los anclajes de hormigón se han desarrollado desde finales de la década de 1980. Las primeras normas de diseño fueron publicadas por el CEB (Comité Euro-International du Béton (CEB), 1995) y luego por la fib (Fédération International du Béton (fib), 2011) El modelo de capacidad del hormigón (CCD) fue adoptado por la Organización Europea para la Aprobación Técnica (EOTA) para anclajes mecánicos y en el informe técnico de la EOTA TR0294 para anclajes químicos. Basándose en este modelo de diseño, el Instituto Americano del Hormigón (ACI) publicó un método de diseño de anclajes en el Apéndice D del ACI 318 en 2005. Mientras tanto, la norma europea del Eurocódigo 2-parte 4 ((CEN), 2018) se publica en 2018. ACI 318 (American Concrete Institute, 2019) incluye el diseño de anclajes en el capítulo 17.

Tabla 3-7 Marco normativo relevante de anclajes (Mahrenholtz & Wood, 2021)

	Aplicación	Europa	USA
Aprobación	Pre-Instalados (CIP)	EAD 330012-00-0601	ACI 355.2-19 / AC446
	Post-instalados mecánicos	EAD 330232-01-0601	ACI 355.2-19 / AC193
	Post-instalados químicos	EAD 330499-01-0601	ACI 355.4-19 / AC308
Organismo		ETA	ESR
Diseño		EN 1992-4:2018	ACI 318-19

La aprobación de los anclajes se basa en ensayos y evaluaciones independientes regulados por directrices de cualificación, entre las que se encuentran los Documentos de Evaluación Europeos (Ver Tabla 3-7).

El diseño contempla las áreas efectivas máximas disponibles, teniendo en cuenta la geometría particular (separación, distancias a borde y espesores). Para cada modo de rotura se proponen coeficientes de ajuste, calibrados con ensayos experimentales.

En la Figura 3-59 se exponen los modos de fallo debido al hormigón a tracción y cortante respectivamente (con ángulo de 35°), propuesto en el método CCD.

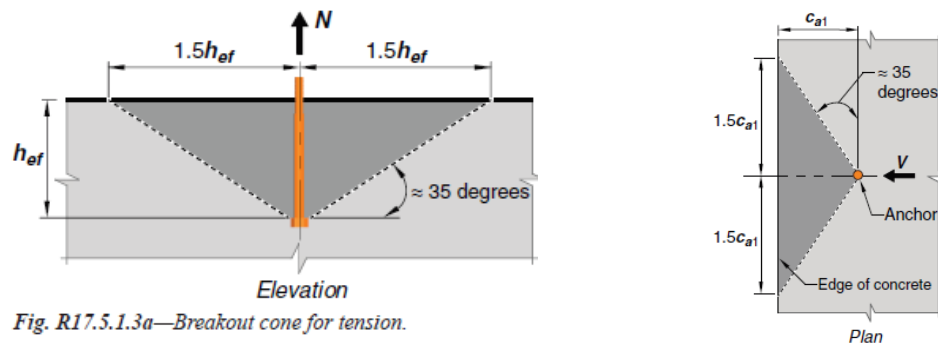


Fig. R17.5.1.3a—Breakout cone for tension.

Figura 3-59 Modos de rotura considerados en CCD.

La Figura 3-60 y Figura 3-61 se grafican los modos de rotura por agotamiento de un anclaje con cabeza, embebido en hormigón, a tracción y cortante respectivamente.

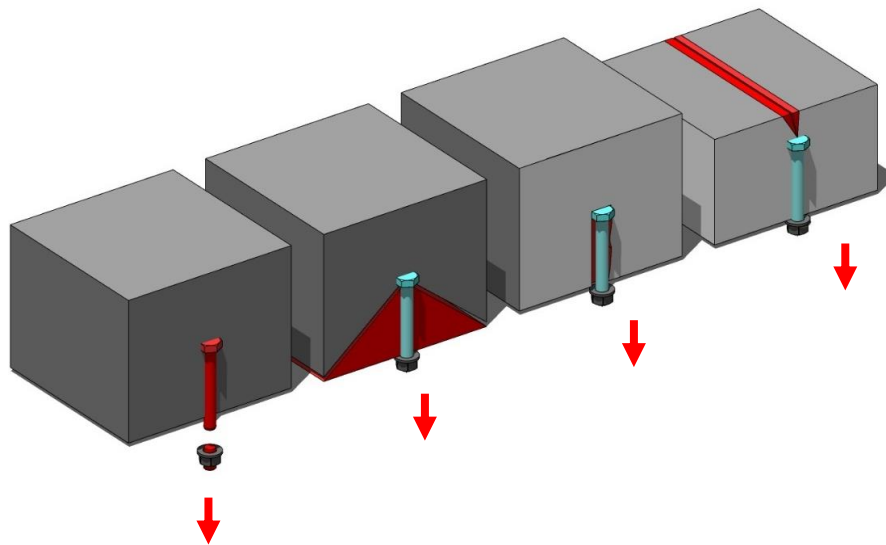


Figura 3-60 Modos de rotura a tracción (a) plastificación acero (b) fallo cono de hormigón (c) Arrancamiento hormigón en cabeza conector (d) Rotura del elemento base.

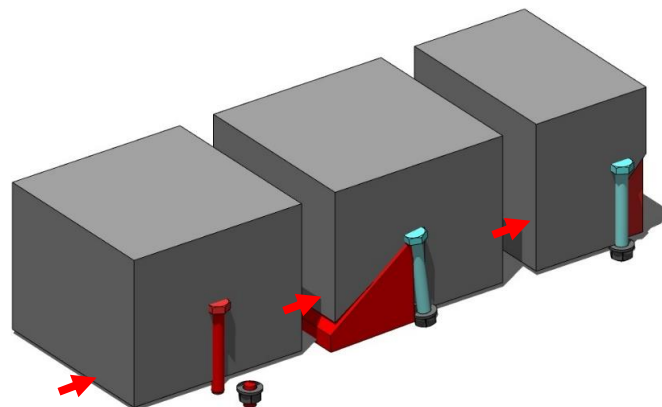


Figura 3-61 Modos de rotura a cortante (a) plastificación acero (b) pry-out (c) cercanía a borde

3.3 Morteros de relleno de interfase

En este capítulo se exponen los puntos relevantes para caracterizar el mortero de relleno que debe reemplazar al hormigón dañado que se ha eliminado con la demolición. La propuesta se puede realizar con hormigones convencionales, aunque para aprovechar los rendimientos de demolición es necesario un mortero de rápida entrada en carga. La retracción compensada del mortero aporta ventajas: evita tracciones (o fisuración) por ser diferencial al hormigón original (retracción ya desarrollada) y garantizando una perfecta adherencia.

3.3.1 *Requisitos particulares*

Las prestaciones del mortero deben ser compatibles con su consistencia y su puesta en obra, y con su adherencia al soporte. Este último punto es crítico para transmitir la carga rasante y embeber los conectores.

Se exponen a continuación los morteros de relleno ya validados para reparación estructural según la norma EN1504. Ante un planteamiento más general de la tecnología, y para grandes volúmenes, el relleno se puede resolver con hormigones específicos de planta, aunque comprobando la totalidad de sus prestaciones (no retracción, autocompactabilidad, bombeo).

3.3.2 *Normativa vigente para materiales y sistemas de reparación estructural*

En Europa, la norma UNE-EN 1504 regula "*Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad*". Ésta consta de 10 partes. Con estos documentos se definen los productos y procedimientos para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Al incluir los requisitos de adhesión estructural queda implícito el uso de productos para el refuerzo. También se especifica el control de calidad de la producción de los materiales de reparación y la evaluación de la ejecución de los trabajos. La Norma Europea UNE-EN 1504 está en vigor desde el 1 de Enero de 2009. Las normas nacionales no armonizadas con la nueva norma UNE-EN 1504 han sido retiradas a finales del 2008 siendo el Mercado CE obligatorio. Del conjunto de partes destacamos:

- UNE-EN 1504-3 Establece las especificaciones para la reparación estructural y no estructural.
- UNE-EN 1504-4 Establece las especificaciones para la adhesión estructural.
- UNE-EN 1504-6 Establece las especificaciones para los anclajes de armaduras de acero.

Los morteros de reparación a usar en la restitución cumplen dichas especificaciones y se garantizan tanto prestaciones resistentes como compatibilidad en la puesta en obra. Estas normas garantizan la perfecta adherencia a soporte, cumpliendo además requisitos de durabilidad (hielo, sales, etc.).

Para la sección mixta también sería válido usar morteros sintéticos, de muy altas prestaciones y adherencia al acero. Estos morteros sintéticos presentan varias consistencias (fluidas o tixotrópicas) y alcanzan resistencias muy rápidamente (minutos). Habitualmente no será necesario una entrada en carga tan rápida, aunque se pueden usar de forma combinada de forma parcial también pueden combinarse con los morteros cementosos. Los morteros sintéticos más habituales son de naturaleza epoxi, tienen un coste mayor a los sintéticos (x6) y exigen requisitos de aplicación más estrictos. Las limitaciones de temperatura y humedad del soporte, y las condiciones ambientales son más restrictivas que en morteros cementosos, siendo difícil la inyección bajo agua. Dependiendo del volumen de relleno debe incluirse árido para reducir su calor de endurecimiento (reticulado) debido a la reacción exotérmica de la resina (normalmente epoxi, poliuretano o metacrilato).

La norma UNE-EN 1504 también rige las prestaciones de los adhesivos estructurales (sintéticos). Éstos se usan en refuerzos externamente adheridos (pletinas o materiales compuestos), para inyectar los conectores post-instalados y consolidar fisuras estructurales.

3.3.3 Morteros de interfase con adición de fibra estructural

La incorporación de fibra estructural en la masa del mortero mejora sus prestaciones resistentes. Dependiendo de la cuantía de fibra y el tipo, se modifica el comportamiento a tracción: incrementándose respecto lo resistido por la matriz (endurecimiento) o con un reblandecimiento. En todos los casos, incluso con dosis medias o bajas, se mejora mucho la ductilidad de los modos de fallo, tras la fisuración de la matriz (Figura 3-62). Esta ductilidad, como se verá en la parte experimental, mejora la respuesta del conjunto de los anclajes y en última instancia la capacidad y forma de rotura del refuerzo.

A nivel local, el cosido y zunchado del conector con un mortero con fibras, mejora los modos de fallo que dependen del hormigón (arrancamiento de cono, pryout, exceptuando la adherencia).

La resistencia residual del mortero viene controlada por la transferencia de tracciones entre la matriz cementosa y las fibras, al fisurar el hormigón. Esta transferencia dependerá por tanto de la naturaleza de fibra (por su rigidez), y de su anclaje a la matriz del hormigón.

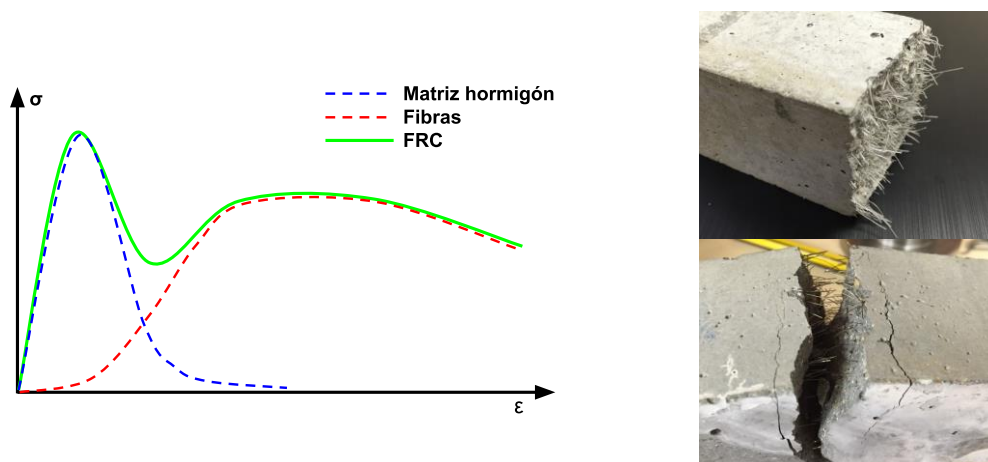


Figura 3-62 Contribución cualitativa de las fibras tras la fisuración de la matriz (a) vista de probeta agotada con fibra PVA y metálica.

La incorporación de fibras rígidas y bien ancladas favorece mantener valores altos de tracciones para valores cercanos a fisuración. Siendo así, los valores residuales para deformaciones grandes será muy bajo o casi nulo. Contrariamente, si se incluyen fibras menos rígidas, hay una caída de tensiones tras la fisuración pero se incrementa el valor para aperturas grandes de fisuras (hasta 25mm de apertura de fisura). Si la matriz fibroreforzada embebe los conectores con un armado existente, se mejora la transmisión de cargas evitando un fallo de conexión sucesivo (tipo cremallera). El efecto de zunchado mejora el anclaje de las barras de acero corrugado, al confinar los conos de tracciones generados.

Para volúmenes muy elevados de fibra se puede alcanzar un comportamiento “hardening”, es decir, con mayor resistencia a tracción que la aportada por la matriz. De esta forma la aparición de fisuras es aún más repartida y menor en ancho. Cuando las fisuras son muy pequeñas se puede producir la “cicatrización” de la misma, debido al depósito de cristales de carbonato cálcico en las paredes de la misma.

El análisis asociado a esta respuesta post-fisuración está definido en las normativas y códigos, para definir la respuesta a flexión y cortante. Los modelos parten de resultados de

ensayos normalizados (ensayo de tres puntos), usándose valores residuales para distintos anchos de fisura.

En la actualidad, no hay propuestas en las guías de diseño ni investigación relevante para la estimación de la respuesta de conectores en hormigón fibroreforzado.

3.3.4 Consideraciones generales del hormigón fibro-reforzado

La adición de fibras estructurales en el hormigón avanza, bien como sustitución total o parcial de la armadura pasiva. Dependiendo de la dosificación de fibra y las prestaciones de hormigón (por adherencia de la misma) se obtiene una respuesta residual distinta. En función de las solicitaciones de la pieza, y el grado de ductilidad conseguido se puede sustituir total o parcialmente el armado del elemento. Para hormigones resistentes normales (hasta C40) y dosis de fibras medias (6-8kg/m³) para la fibra polimérica, los valores residuales (menores a la resistencia de la matriz) permiten eliminar armados secundarios y de piel. La contribución a tracción de la fibra aporta mejor respuesta en flexión y en rotura, y en todos aquellos mecanismos locales dónde las tracciones sean relevantes. Cuando se incrementa la dosificación (hasta los 15kg/m³) se obtienen valores post-rotura equivalentes a la resistencia de la matriz. Este comportamiento "crítico" garantiza un valor constante en toda la curva tensión-deformación, y una ductilidad óptima.

Propiedades de las fibras poliméricas

Aunque hay varios tipos de fibras poliméricas, las más habituales se fabrican con polipropileno, fundiendo el pellet y estirando en caliente, confiriendo un diámetro menor y una mayor resistencia y rigidez a tracción. Durante el estirado, la morfología del polímero se modifica. En el proceso final se dota a la fibra de forma o textura que garantice el correcto anclaje a la matriz de hormigón, y de esta forma aportar la resistencia post-rotura requerida.

Las longitudes de estas fibras oscilan entre los 30 y 60mm, con diámetros entre 0.5 y 0.85mm. Su resistencia varían entre los 300 y 500 MPa, con módulos elásticos de 4 a 5 GPa.

Ventajas e inconvenientes de la adición de fibra estructural

De forma complementaria a la mejora de la ductilidad, la adición de fibras mejora otras prestaciones del mortero u hormigón a distintas edades:

- Armado completo de la sección incluyendo el recubrimiento (importante para anclajes cerca de borde).
- Control de la fisuración en edades jóvenes por retracción y gradiente térmico (importante en hormigones con elevado contenido de cemento).
- Mejor resistencia a la abrasión, fatiga (compresión y tracción) e impacto.
- Posibilidad de conformar curvas a diferencia de armados con barras o mallazos (planos).
- Armado por inyección de zonas no accesibles con armadura (en particular empleando hidrodemolición).

Como contrapartida, la adición de las fibras modifica la trabajabilidad de la mezcla, dificultando su bombeo o inyección (Figura 3-63 a Figura 3-65). Dependiendo del tipo de fibra (esbeltez) y de la mezcla de hormigón debe corregirse la trabajabilidad. Para cada tipo de fibra (naturaleza y geometría) se recomiendan unos contenidos máximos por m³ para cada tipo de hormigón.



Figura 3-63 Vista de ensayo de consistencia modificando contenido de fibras

Figura 3-64 Consistencia óptima sin segregación.

Figura 3-65 Consistencia no válida para el bombeo.

Para cada aplicación se deben cumplir las prestaciones resistentes y de puesta en obra, para las condiciones de localización y ambientales requeridas. Es buena práctica ensayar el material realizando las probetas con el equipo que se use en obra; de mezclado, transporte y bombeo. Además debe definirse los puntos de vertido o relleno, para de esta forma controlar en lo posible la orientación de la fibra. Para fibra metálica se puede determinar la orientación de la fibra en hormigón endurecido con técnicas no destructivas. Para fibras poliméricas hay trabajos de investigación con el mismo objetivo pero aún no están disponibles. En prefabricado puede ser interesante fabricar paneles y láminas con una distribución 2D de las fibras (plano). Para el macizado de la sección y de los conectores no es tan relevante, incluso siendo preferible una distribución homogénea y tridimensional de las fibras. Este criterio favorece el uso de fibras cortas (30mm), y al mismo tiempo mejorando el bombeo.

Puesta en obra

En los trabajos de reparación el mortero debe macizar completamente las oquedades a macizar. El mortero se puede aplicar manual, por proyección o por bombeo, y así lo describe la norma EN1504-productos y sistemas. Si los espesores son importantes o hay interferencia con el armado, el método más fiable es el vertido o bombeo de morteros autonivelantes. Habitualmente los morteros son autonivelantes y no requieren vibración. Para la inyección se pueden usar distintos equipos en función de su mecanismo de empuje de la mezcla en fresco. Los morteros con granulometría hasta 8mm se pueden bombear con sinfín. Estos equipos son compactos y ligeros, y de fácil mantenimiento. Para granulometría superior se usan bombas de pistón. Hay otras tecnologías de bombeo como las peristálticas, dónde unos rodillos amasan un tubo flexible, sin contactar el mortero en fresco. Estos equipos habituales en industria facilitan su limpieza y evitan las obstrucciones por el efecto de las fibras.

En las Figura 3-66 se visualizan los mecanismos de empuje para el bombeo de hormigón: sinfín, peristáltica y pistón.

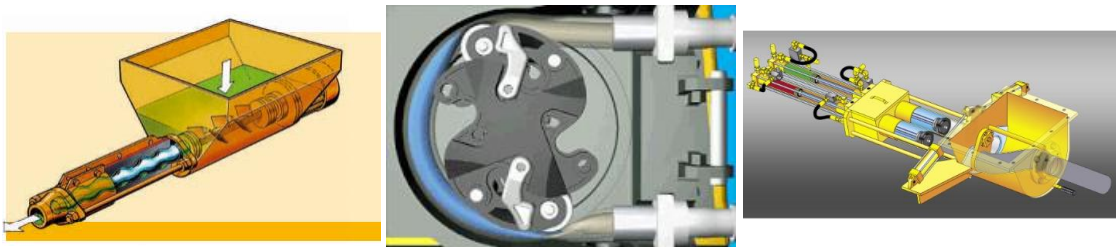


Figura 3-66 Bombas para inyección de mortero y hormigón: (a) tornillo sinfín (Putzmeister, s.f.) (b) peristáltica (BOYSER, s.f.) (c) pistón (SCHWING, s.f.)

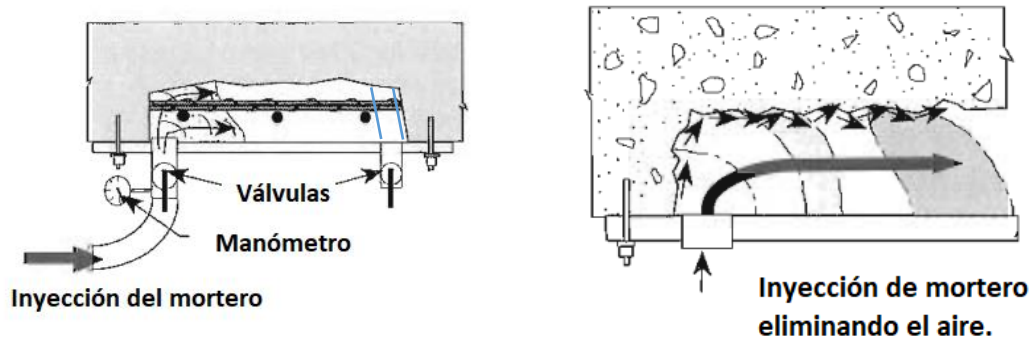


Figura 3-67 Esquema de encofrado y bombeo para desairear durante la inyección.

Para cumplir la hipótesis de perfecta adherencia con el soporte, durante el bombeo, hay que definir las purgas y formas para que el aire no se atrape (Figura 3-67). De no ser así, las bolsas de aire generan discontinuidades en la interfase de conexión, reduciendo tanto la rasante final como la durabilidad. Este fallo en ocasiones puede no ser visible exteriormente, al quedar la coquera embebida.

Con objeto de garantizar el relleno y desaireo es necesario realizar pruebas previas, con muestras similares en geometría y recorrido del mortero. En la Figura 3-68 se muestra un ejemplo de ensayos de fluidez y relleno (sifón).



Figura 3-68 Ensayo de fluidez en obra (a)(AZUL) y ensayo de inyección de mortero en inmersión en sifón (b) (AZUL).

3.3.5 Prestaciones resistentes del mortero reforzado con fibras

El comportamiento a tracción del hormigón con fibras se puede definir a partir de diferentes modelos constitutivos, cuyos parámetros se definen a partir de las resistencias residuales obtenidas del ensayo EN-14651.

Se consideran las siguientes normativas y guías de diseño:

- Normativa española Código Estructural 2019 (CE 2019).
- Eurocódigos / Código Modelo 2010(CM 2010).

Los Eurocódigos aún no incorporan la formulación para hormigón con fibras, por lo que se adopta en su defecto, el Código Modelo 2010. En la Tabla 3-8 se resume el articulado utilizado para cada una de las normativas.

Tabla 3-8 Marco normativo para FRC

	EHE-08	CODIGO MODELO
Modelos constitutivos	Rectangular: Anejo 14 Artículo 39.5	Rígido - Plástico : CM 2010
	Multilineal : CE 2019 Anejo 7	Lineal : CM2010 (1)

		Multilineal : CM 2010 (1)
Armadura mínima de flexión	Geométrica: Anejo 14 Artículo 42.3.5	
	Mecánica: Anejo 14 Art. 42.3.2 y 42.3.4	CM 2010 Ap. 7.7.4.3
ELU Cortante	Anejo 14 Artículo 44	CM 2010 Ap. 7.7.3

3.3.6 Caracterización de la resistencia a tracción

El comportamiento a tracción se caracteriza mediante el ensayo a flexotracción definido en la norma UNE-EN 14651:2007 para hormigones con fibras metálicas. Dicho ensayo consiste en la rotura a flexotracción de una probeta de sección rectangular (150 x 150 mm) con una entalla en su cara inferior (Figura 3-69), obteniéndose el límite de proporcionalidad LOP (tensión antes de fisuración) y las resistencias residuales asociadas a diferentes aberturas de fisura (CMOD) medidas en milímetros (concretamente a 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm y 3,5 mm).

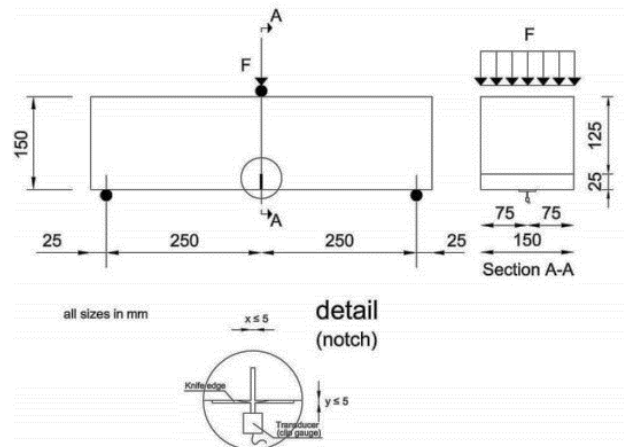


Figura 3-69 Ensayo UNE-EN 14651 (EHE)

La forma típica de la curva carga-abertura de fisura que se obtiene de dicho ensayo se muestra en la siguiente Figura 3-70:

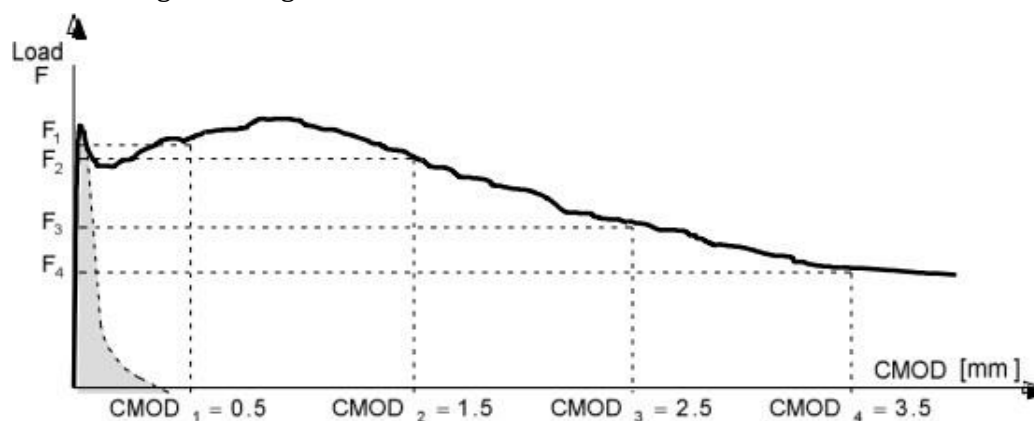


Figura 3-70 Curva típica del ensayo EN-14651(: Código Modelo 2010)

3.3.7 Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos que se describen en el Código Modelo 2010 (apartado 5.6.4 y 5.6.5) se definen a partir de las resistencias residuales obtenidas mediante el ensayo EN-14651.

4 DESCRIPCIÓN DEL NUEVO MÉTODO DE REFUERZO

4.1 Descripción

La propuesta de refuerzo estudiada en esta tesis se basa en anexar una sección metálica a un elemento existente, conformando una nueva sección mixta. La secuencia constructiva se muestra en la Figura 4-1:

1. Posicionamiento del perfil.
2. Apertura de los alveolos para alojar los conectores (continuos o discretos) con hidrodemolición.
3. Posicionamiento de los conectores (izado y roscado).
4. Relleno con mortero de elevadas prestaciones (armado con fibras).

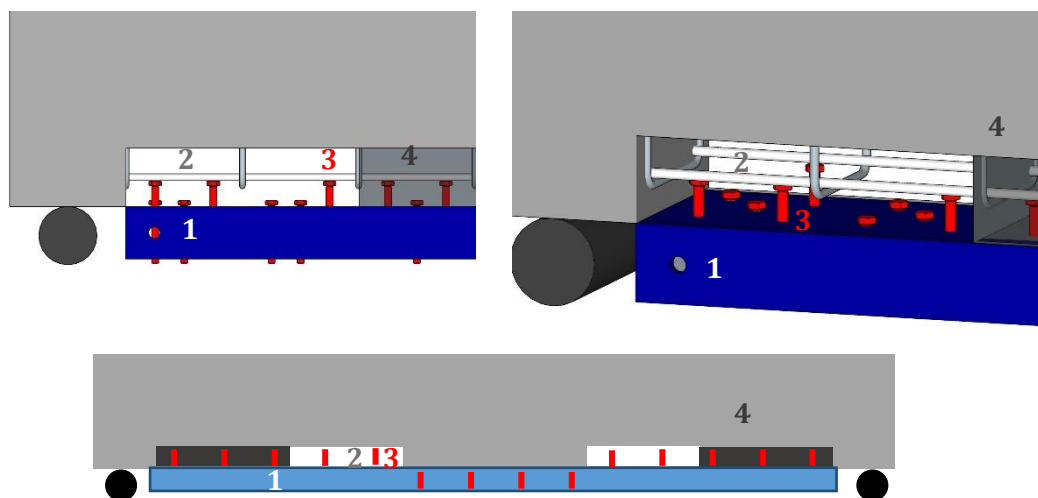


Figura 4-1 Secuencia constructiva del refuerzo propuesto.

La propuesta planteada supone una alternativa no desarrollada en la actualidad, cubriendo las prestaciones entre refuerzo externamente adherido, el recrecido seccional y la sustitución funcional del elemento.

La nueva sección resistente a vincular puede ser genérica (en forma y materiales) como se muestra en la Figura 4-2. Se puede materializar en acero, hormigón armado y pretensado y/o materiales compuestos, en función de varios requisitos:

- estructurales: cuantías requeridas y puntos de vinculación y conectores, a la estructura existente.
- funcionales: que permitan la adaptación a la geometría existente, que cumplan otros requisitos: encofrado, medios auxiliares temporales.
- durabilidad: en base a la resistencia a la corrosión requerida se escoge entre acero corten, inoxidable o perfiles de materiales compuestos.

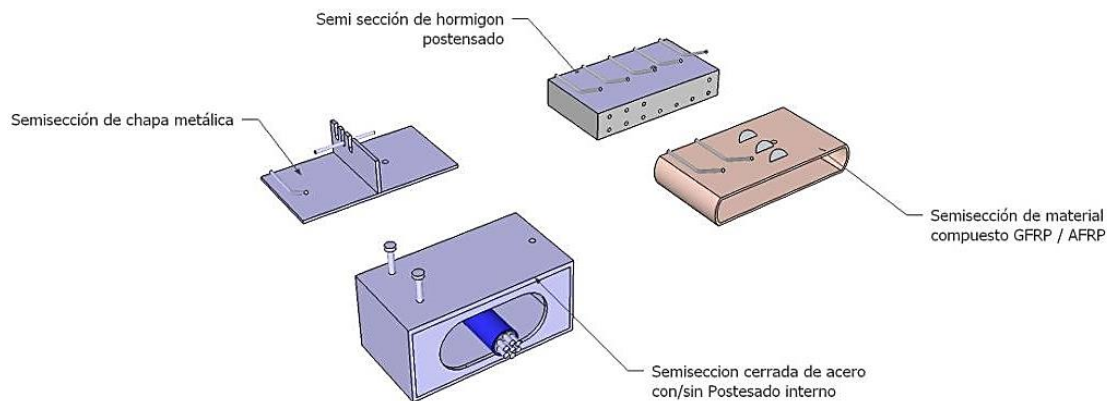


Figura 4-2 Alternativas de secciones: metálicas, de hormigón (UHPC) o materiales compuestos. De igual forma puede incluir postensado.

El objetivo último del desarrollo es industrializar el proceso de saneo y refuerzo para rehabilitar elementos existentes con daños avanzados o que van a sufrir un incremento de cargas. Para ello se plantea la anexión de una semisección vinculada con conectores, mediante técnicas habituales de estructura mixta. Al tratarse de un refuerzo post-instalado, es preciso la demolición selectiva del soporte dónde se ubiquen los conectores, y su posterior macizado. Esta demolición y restitución con morteros de elevadas prestaciones son técnicas ya habituales en reparación estructural con procedimientos aceptados en normas (EN 1504). El punto clave a investigar en este proceso de reparación es cómo insertar conectores que vinculen una nueva semisección de manera adecuada.

A pesar de la similitud entre lo planteado y la conexión con taladros y conectores, estos últimos tienen limitaciones de puesta en obra y de capacidad última.

El alcance de la técnica se orienta a estructuras de hormigón armado y pretensado (con armadura pretesa y postesa) incluyendo losas, vigas, regiones D y/o pilas, incluyendo mecanismos de flexión, cortante y confinamiento. Sin embargo, por necesidad constructiva el desarrollo se orienta a elementos tipo viga (armada o pretensada).

Dependiendo de la vinculación entre la estructura original y la semisección (continua o discreta), y el esquema estático resultante final (nuevos apoyos o no), hay que prever diversas formas de rotura. Si la nueva sección entrega la carga en nuevos apoyos, el comportamiento se asemejará al de las clásicas secciones mixtas. Si la nueva sección se conecta en caras del elemento sin apoyos (directo o indirecto), entonces hay que prevenir

fallos prematuros (habituales en refuerzo externo con pletina metálica o materiales compuestos).

Al tratarse de intervenciones en elementos existentes y, con alta probabilidad, en uso, el proceso de demolición y conexión afecta la respuesta temporal de la viga. El carácter evolutivo de la restitución resultará determinante para minimizar la interferencia al uso. Para ello, el carácter prefabricado de la semisección facilita incluir sensores (permanentes o temporales) que den lectura de estados tensionales o deformadas.

En el estado de arte se han descrito actuaciones de RSCM en tableros de vigas metálicas, empleando varios tipos de conectores. La única referencia encontrada se anexa en el anejo A, realizada por la ingeniería IDEAM que ha compartido fotografías y detalles técnicos.

4.2 Definición y alcance

El método propuesto de Refuerzo por Conversión a Sección Mixta (RSCM) se basa en conectar fuertemente a la estructura original (metálica, de hormigón armado o pretensado) un elemento con cierta rigidez. La anexión se consigue mediante pasadores, en varias configuraciones y formas, previa apertura precisa de los huecos en el hormigón soporte (sin afectar el armado o el pretensado), y el posterior macizado con mortero de las holguras generadas mediante técnicas de inyección.

Las tareas al plantear una sección mixta en reparación son idénticas al planteamiento en obra nueva: combinar materiales debidamente conectados, para conformar una nueva sección y asumir compatibilidad de deformaciones entre ambos.

Sin embargo, en escenarios de reparación, mayoritariamente en estructuras en uso, las condiciones de contorno nada tienen que ver con las de obra nueva. Este proceso inverso de creación de estructura mixtas, implica forzosamente:

- Definir magnitud y extensión del daño existente (afectación postesado, armado, hormigón, etc).
- Definir nueva capacidad de refuerzo.
- Contemplar el montaje temporal e izado de la sección a incorporar, y las cargas equivalentes de los mismos.
- Esquema y velocidad de demolición.
- Tiempos de entrada en carga de los conectores y el mortero.
- Plantear la necesidad de apeo o postesado temporales o definitivos durante la fase anterior.
- y validar la sección mixta final resultante que cumpla todos los estados límites.

Al invertirse el procedimiento habitual de construcción mixta, surgen necesidades específicas constructivas que se resumen en:

- Verificar la técnica de demolición: comprobar su carácter selectivo, sin afectación al armado.
- Comprobar cotas mínimas y máximas de avance de la técnica de demolición y el ámbito y espesores aplicables.
- Verificar la perfecta adherencia entre secciones existentes y nuevas, sin planos de rotura entre ambos.
- Viabilidad de inserción de conectores en paramentos ciegos (sin acceso superior), desarrollándose conectores retráctiles.
- Evaluación de morteros de interfase que restituyan la sección.

Plantear un método de “autoregeneración” de estructuras con daños por corrosión en armado siempre implica una secuencia por fases. En la Figura 4-3 se grafió el avance de la demolición: bien en continuo o con apertura de alveolos de forma localizada.

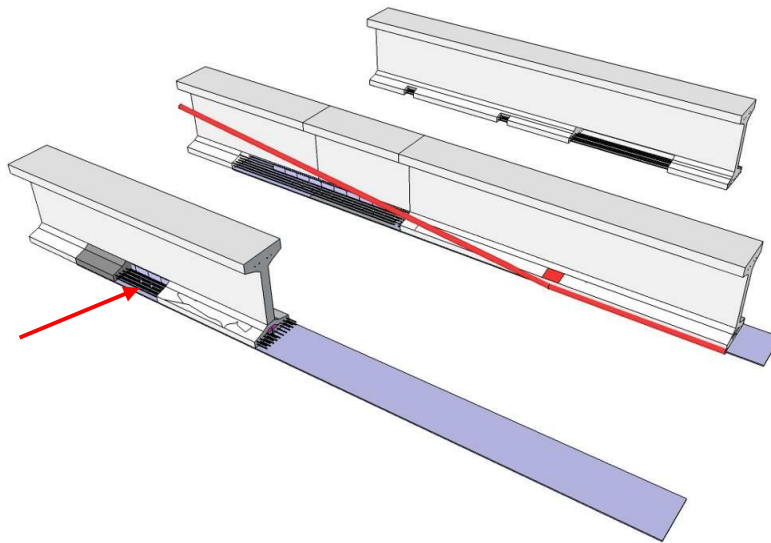


Figura 4-3 Secuencia de avance en la regeneración (a) posicionamiento perfil (b) eventual arriostamiento (c) apertura continua o discontinua.

La nueva semisección se plantea en acero convencional, pero es viable anexas aceros de alta resistencia o inoxidable, elementos de hormigón (convencional o UHPC), materiales compuestos (FRP) etc. La elección de la tipología y material dependerá de los esfuerzos a aplicar (compresión o tracción), la dificultad de puesta en obra y la durabilidad requerida. La tesis investiga el refuerzo sobreamando la sección a tracción, aunque de forma genérica también se puede recrear a compresión.

Para cambios estáticos y refuerzos mayores la técnica de conexión puede permitir la anexión de celosías o vigas de mayor canto. Estas tipologías son habituales en obra nueva (Figura 4-4 y Figura 4-5), debido a su ligereza y facilidad de puesta en obra. En rehabilitación hay pocas referencias (Figura 4-6), y en ningún caso con la debida vinculación para el trabajo como sección compuesta.

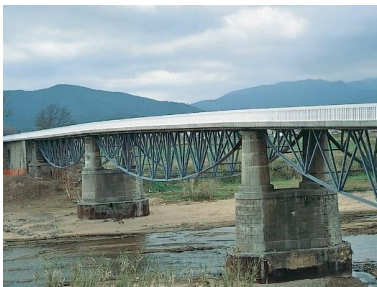


Figura 4-4 Celosía del puente de Tordera en Girona. (Serrano Corral & Martínez Calzón, 2021).

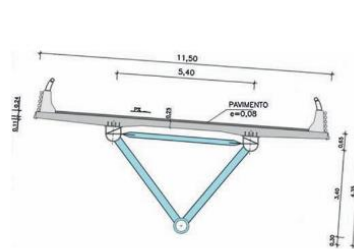


Figura 6. Tablero. Sección transversal.

Figura 4-5 Celosía metálica para viaducto Bus-Vao C-58 (Barcelona) (Llombart Jaques, 2017).



Figura 4-6 Celosía metálica para refuerzo Champlain Bridge (Vancouver). (CBC, 2017).

4.3 Aspectos constructivos de la propuesta

4.3.1 Técnicas constructivas involucradas

La tecnología clave que permite convertir una estructura existente, de hormigón en una estructura mixta, mediante la incorporación y anexión de un nuevo material, es la de hidrodemolición (ver capítulo 3.1). Esta técnica, de demolición controlada, progresiva y

gradual, y robotizada, permite abrir ventanas de conexión eliminando el hormigón existente y, embeber, fuertes conexiones que vinculen la nueva sección anexada. Este proceso de retirada localizada y controlada de hormigón ($\pm 5\text{cm}$) resuelve doblemente los requisitos de saneo y reparación del hormigón que tiene patologías (objeto de esta propuesta), y los de conexión mecánica. Es fácil conseguir rendimientos de demolición de 1 m^3 a $1,5\text{ m}^3$ al día por equipo tal como se ha visto en el estado del arte.

Esto implica que si queremos abrir y demoler una franja de 10 cm de altura y 60 cm de ancho, lo que correspondería a una base de una viga pretensada de puente de 25 m de luz, esto se consigue en una jornada de ocho horas. Dicho de otra forma, en ocho horas podemos demoler, instalar e inyectar una viga de puente con un equipo. Estos aspectos se validarán en la parte experimental correspondiente (capítulo 5), con visitas a obras reales y obtención de rendimientos.

Aunque los elevados rendimientos sean uno de los principales atractivos de la tecnología, es importantísimo exponer otras ventajas de la técnica de demolición con agua: la calidad de las interfases obtenidas en las zonas de demolición, libres de fisuración y completamente sólidas y rugosas. Éstas cualidades se evaluarán también en la parte experimental mediante ensayos de adherencia y arrancamiento posterior a tracción pura.

Tal como se ha descrito en el capítulo 3.2, los criterios de diseño y constructivos para conectores soldados quedan cubiertos en las normas vigentes. Sin embargo, las particularidades constructivas del refuerzo exploran como mejora constructiva el uso de conectores retráctiles (tornillos roscados).

En este trabajo se contempla el empleo de morteros y hormigones habitualmente usados en reparación (capítulo 3.3 con una rápida evolución de resistencia, elevada adherencia, retracción compensada y autocompacidad. Estas buenas prestaciones resistentes mejoran el anclaje de los conectores (en especial a edades jóvenes), entrando rápido en carga tras el rápido avance de la hidrodemolición. Debido a la elevada fluidez de los morteros y la no segregación (diseñados para su inyección) no tienen sentido algunos requisitos habituales de conectores en obra nueva, relativos a distancias mínimas y recubrimientos (entre perno y barras, pe). Durante la realización será necesario adoptar métodos que aseguren el correcto macizado y compacidad de la interfase aportadas (presión adecuada, purgas, superficies humedecidas, etc.).

4.3.2 Alternativas de procedimiento constructivo

Las técnicas descritas permiten materializar muchas combinaciones y casos particulares de refuerzo. De todas formas, es necesario diferenciar dos secuencias constructivas, con implicaciones muy importantes en la respuesta estructural y también en la complejidad de los trabajos de reparación.

La gran diferencia entre ambas secuencias constructivas dependerá del momento en que se realiza la demolición: antes o después de la colocación del perfil metálico. Si se realiza antes (Figura 4-7 y Figura 4-8), todo el proceso se simplifica: la hidrodemolición es exenta a todo, y es fácil colocar e insertar nuevos conectores soldados al perfil. Esta opción es ideal en losas o grandes secciones resistentes, pero para elementos lineales (vigas) puede requerir un apeo o apuntalamiento previo, o no ser viable (elementos fuertemente pretensados).

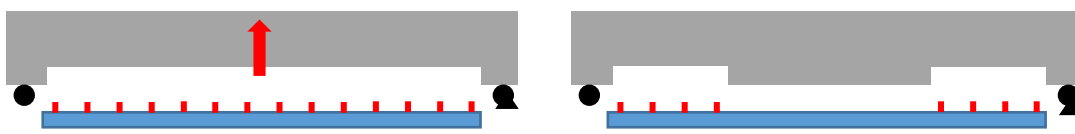


Figura 4-7 Instalación posterior a demolición total de la viga.



Figura 4-8 Instalación posterior a demolición parcial de la viga



Figura 4-9 Instalación de conectores con chapas secundarias tras hidrodemolición en ventanas.

Figura 4-10 Instalación de conectores retráctiles con demolición lateral. con chapas secundarias tras hidrodemolición en ventanas.

Cuando el perfil se instala de forma previa a la demolición (Figura 4-9 y Figura 4-10), y se realiza una demolición por fases (o bataches) se consigue un refuerzo progresivo. Esta opción constructivamente es más compleja pero aporta opciones de un refuerzo por fases.

La tesis explora la segunda opción, aportando mejoras constructivas clave: demolición de precisión, pernos conectores retráctiles y morteros estructurales de muy rápido endurecimiento.

A continuación, se exponen consideraciones de las dos alternativas citadas y se muestran ejemplos:

Demolición completa de la interfase para alojar los conectores, antes de instalar el perfil (Figura 4-7 y Figura 4-8).

Esta opción se puede realizar de forma continua o discontinua. Si además de reforzar es preciso reparar (repasivando armado afectado por corrosión), la demolición debe realizarse en la totalidad de la zona afectada. Si el refuerzo no requiere reparación previa la apertura de cajetines puede ser discontinua: generando franjas o cajetines aislados.

Demoler sin colocar del perfil incrementa los rendimientos y facilita reposicionar el armado original para evitar que interfiera con los conectores. A su vez permite que la nueva estructura metálica se instale con los conectores (normalmente pernos) ya soldados. En conexiones en losas de reducido espesor (vigas alveolares o cajón) esta disposición permite la soldadura de los conectores a posteriori mediante la apertura de ventanas (ver ejemplo en las Figura 4-11 a Figura 4-14).

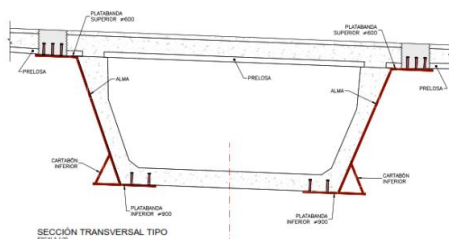


Figura 4-11 Sección de viga artesana con refuerzo externo metálico, incluyendo conectores en tablero y fondo de viga.

Figura 4-12 Vista de las aberturas para inserción de los conectores en la losa del tablero.



Figura 4-13 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.



Figura 4-14 Detalle de los conectores ya en su posición definitiva.

La desventaja de esta secuencia viene motivada por la debilitación de la estructura: pérdida de sección y de adherencia del armado (activo o pasivo). En estructuras tipo placa o más redundantes este fenómeno puede ser menor, pero es más crítico en elementos lineales tipo viga. Si además las vigas están pretensadas deberán manejarse adecuadamente la redistribución de las precompresiones bajo niveles admisibles. Esta precaución, por supuesto, no es única del planteamiento de refuerzo, y debe ser resuelta si únicamente se repara la viga. La rapidez de avance conseguido con la hidrodemolición robotizada (de hasta 0.15-0.25m³/h) obliga a compatibilizar los trabajos de hidrodemolición y regeneración (con inyección o mortero).

Demolición parcial de la interfase para alojar progresivamente los conectores, después de instalar el perfil (Figura 4-9 y Figura 4-10).

Esta alternativa requiere posicionar el perfil metálico antes de la demolición. Al ser así, es necesario adaptar los útiles (raíles y boquillas) a la geometría disponible. Para elementos tipo viga, la demolición se puede realizar desde un acceso lateral (único o a ambos lados) y con la semisección dispuesta en el paramento inferior. La flexibilidad de los equipos robotizados que mueven las boquillas ya permiten esta configuración, como se expone en este capítulo y se ensaya en la campaña experimental.

Esta disposición de conectores progresiva, alternando la demolición y restitución puede plantearse en toda la longitud o generando franjas o puntos discretos.

A diferencia de la demolición previa, este avance progresivo permite un aprovechamiento del perfil como tensor externo desde el inicio del trabajo. Siendo así, y con el debido análisis evolutivo de las cargas y la respuesta de los materiales en el tiempo, puede plantearse un refuerzo sin necesidad de apuntalar.

Si la viga a reforzar es pretensada, el avance de la demolición se debe diseñar para mantener las longitudes adherentes de los cables (habituales en el pretensado sin vaina ni anclajes) o las zonas cercanas a los anclajes de postensado.

De idéntica forma a lo mencionado en la demolición total, la rapidez de avance conseguido con la hidrodemolición robotizada (de hasta 0.15-0.25m³/h) obliga a compatibilizar y seguir el mismo ritmo en los trabajos posteriores de regeneración (con inyección o mortero). Estas prestaciones, su puesta en obra y los costos asumibles dan validez a esta alternativa investigada.

Combinación de las dos técnicas anteriores

Como alternativa a la conexión directa elemento metálico-conector, se puede plantear un sistema de chapas de conexión intermedias. Estas chapas serían las que contendrían los conectores yendo sujetas a la estructura principal mediante tornillería acero-acero

(Figura 4-15). También se puede proponer el uso de conectores intermedios, vinculados al hormigón viejo. Éstos reciben a su vez el rasante de los conectadores soldados a la chapa original (Figura 4-16),(Nie et al., 2019; Wang et al., 2018b).

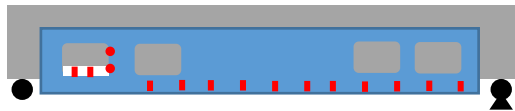


Figura 4-15.- Conexión en laterales de viga, con apertura de ventanas y placas atornilladas.



Figura 4-16.- Conexión con pernos secundarios (SPCC)

4.3.3 Técnicas complementarias

La reciente tecnología de diagnóstico y posicionamiento de armado existente (armado pasivo o bien tendones) ya permite levantamientos precisos del patrón de armado y del trazado de los tendones (Figura 4-17). Esta información será muy relevante cuando se plantee el posicionamiento de los conectores, para no interferir en zonas densamente armadas. Veremos más adelante que la liberación del armado mediante el agua presión facilita el movimiento del armado y se gana algo de libertad para reposicionar los conectores. En base al conector planteado con tornillo insertado y roscado en la sección mixta el propio empuje de posicionamiento puede abrirse espacio alineando a lado y lado las barras longitudinales.

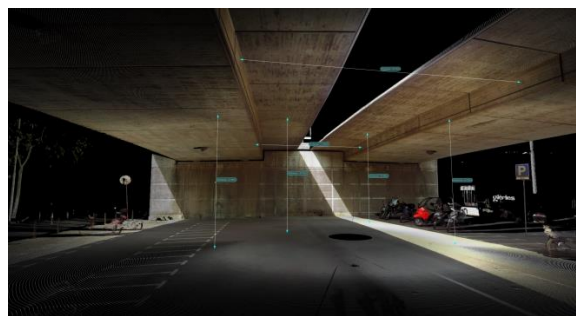
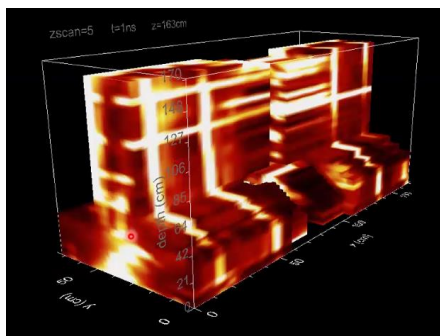


Figura 4-17 Técnicas complementarias a RCSM (a) NDT para detección de vainas (b) Medida con scan 3D.

4.4 Aspectos estructurales de la propuesta

En la sección mixta se asume que la unión entre el acero y el hormigón tiene la suficiente resistencia y rigidez para que ambos componentes sean calculados como parte de un único elemento. La unión del acero y hormigón debe contemplar todos los modos de fallo y sus correspondientes estados límites, incluyendo las acciones reológicas y térmicas.

Relativo al refuerzo de estructuras existentes por conversión a nuevas secciones mixtas hay pocas referencias. Lo investigado y las realizaciones se refieren a conexión de vigas de puente metálicas, en origen desconectadas de la losa. Aunque esta actuación presenta retos constructivos, conceptualmente se materializa una sección mixta “habitual” (Figura 4-18), pero con la retracción ya desarrollada en el hormigón de la losa. Las dificultades vienen al materializar la unión: acceso a tablero, perforación de las alas, holguras, afectación al tráfico, etc. Resuelto el aspecto constructivo, el diseño se atiende con la normativa vigente (EC4): tracciones y cortante responde la viga metálica, y losa de hormigón a compresión, al apoyar la nueva sección en las reacciones originales.

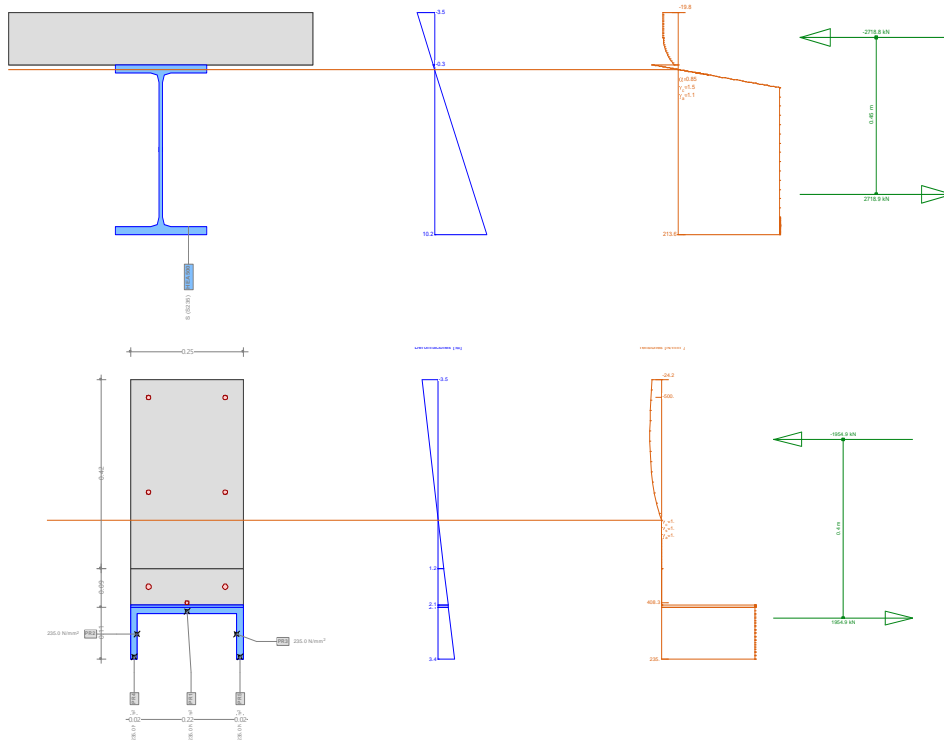


Figura 4-18 Sección mixta habitual en obra nueva (con eje neutro en ala superior del perfil), y técnica de refuerzo anexando semisección completamente traccionada.

Cuando se plantea anexar una semi sección metálica a una viga de hormigón se pueden dar varios esquemas resistentes:

- Si se materializan nuevos apoyos, el perfil metálico asume el trabajo clásico (Figura 4-19a).
- Aun sin generar nuevos apoyos, pero se cuelga la reacción en la zona de apoyos de la viga original (Figura 4-19b).
- O ninguna de las anteriores, y la sección se conecta a los paramentos sin materializar nuevos apoyos (Figura 4-20).

En el último caso se modifican los mecanismos habituales de respuesta del elemento de hormigón armado original, incorporando nuevas cuantías (elevadas) y, por ello, apareciendo nuevos modos de fallo.

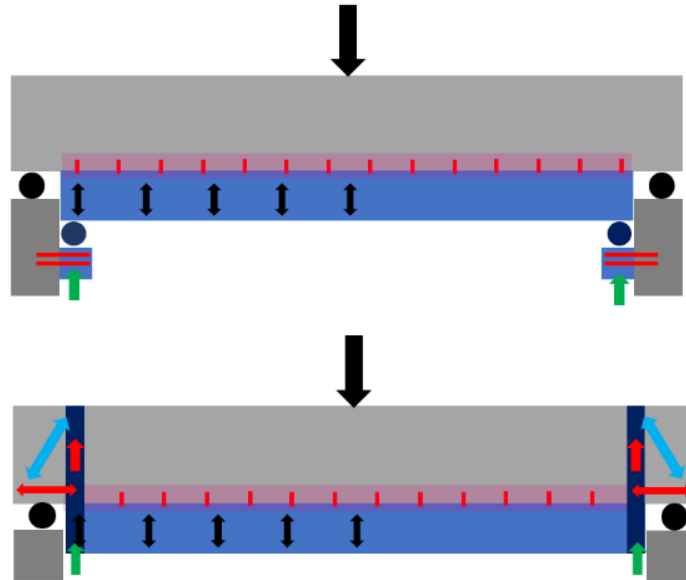


Figura 4-19 Nueva sección mixta apoyada en nuevos apoyos (a) o con cuelgue a viga original (b).

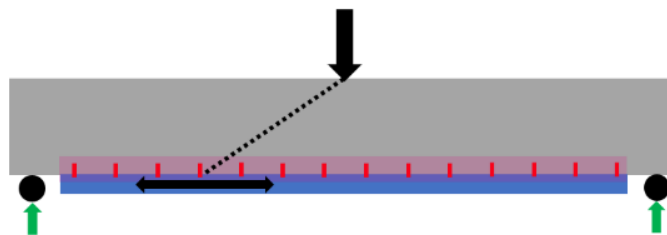


Figura 4-20 Nueva sección sin apoyos y simplemente conectada en paramento inferior.

Este trabajo se desarrolla para la última configuración (Figura 4-20) y para elementos tipo viga. Se materializa la conexión de un elemento dispuesto en paramento traccionado, fuertemente conectado, pero sin apoyos. Siendo así, los modos de rotura previstos serán similares a los de refuerzos bulonado y/o adherido en las caras. La potencia de la conexión a contemplar se aborda como un refuerzo externamente conectado, con alguna diferencia:

- El perfil conformado en U dispone de rigidez transversal, a diferencia de las chapas o laminados de fibra de materiales compuestos.
- No hay ninguna holgura entre el anclaje y la placa.
- El relleno de la zona de inserción del perno (tras la demolición) se realiza con mortero de altas prestaciones y sin retracción, garantizando la perfecta adherencia en la interfase.
- No se daña el armado original (ni corte ni impacto).

4.4.1 Interfase de conexión

Al tratarse de una sección mixta realizada a posteriori, es importante asegurar que no hay fallos a rasante entre el paramento de hormigón original y el nuevo mortero de reparación inyectado. Aunque los códigos dan formulaciones para la conexión entre hormigones, en esta aplicación se busca la perfecta adherencia, siendo el limitante la cohesión del hormigón viejo.

En la técnica de refuerzo que se propone, los anclajes dispuestos (CIP) no conectan hormigón con nuevo mortero, quedando embebidos en este último. Los pernos pueden rebasar o no la línea de armado. Por lo general y ante una frente de armado longitudinal denso, se asume que el conector no rebasa la cota del armado (quedando a cota de los

estribos (Figura 4-21). El mortero armado con fibra sí envuelve y confina el armado transversal y longitudinal, colgando la cabeza de los pernos ante esfuerzos combinados de rasante y tracción.

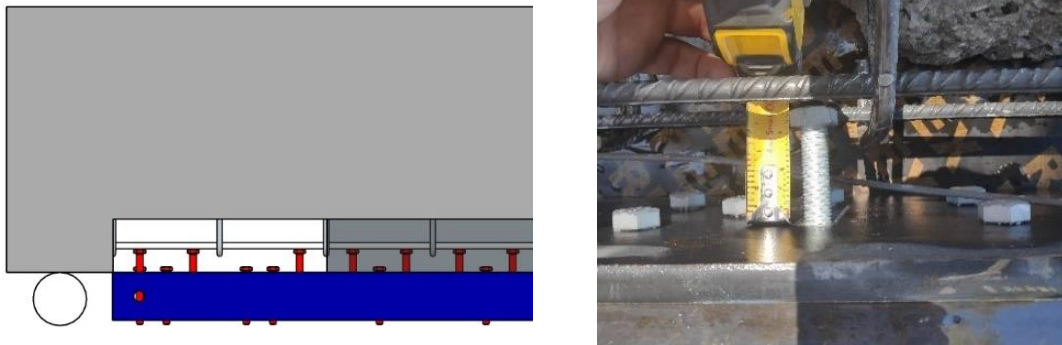


Figura 4-21 Vista de conectores dispuestos en recubrimiento de la viga. La cabeza del conector queda a cota con el estribo.

La hipótesis de adherencia perfecta también es punto de partida en el diseño de refuerzos externamente adheridos (chapa o fibra de carbono), al ser su único mecanismo de transmitir el rasante. Esta hipótesis se validará en la campaña experimental y es un pilar fundamental de la investigación. Deberá comprobarse experimentalmente que no se fisura el paramento, que el mortero adhiere y no retrae diferencialmente.

Además de garantizar el trabajo conjunto en la interfase, la no existencia de juntas o fisuras dotará de durabilidad a la nueva sección reforzada.

4.4.2 Criterios de diseño en refuerzos externamente conectados

El reciente desarrollo del refuerzo por adhesión de materiales compuestos ha aportado numerosa investigación sobre los modos específicos de fallo.

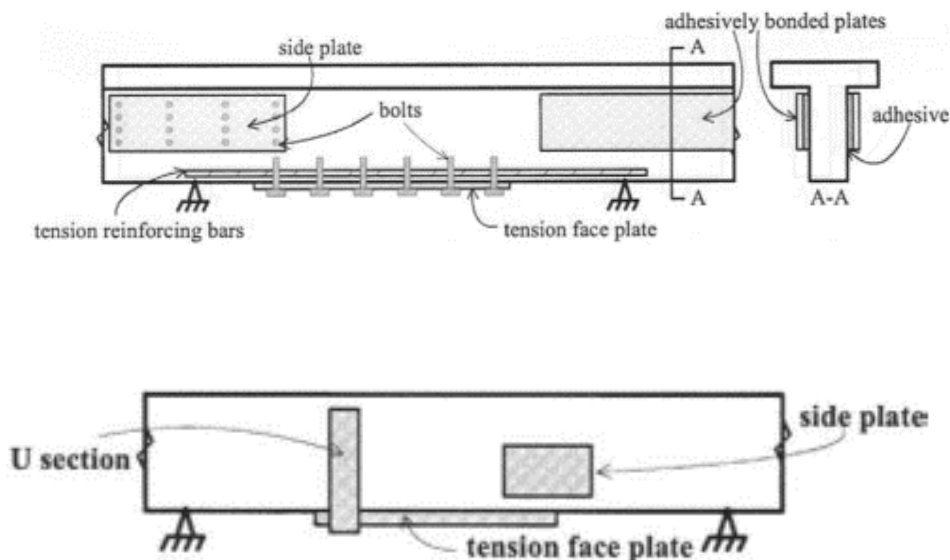


Figura 4-22 Disposición de refuerzos bulonados o adheridos (Oehlers, 2004; Oehlers et al., 1997)-

La conexión o inserción de un elemento resistente vinculado al elemento original (bien sea una sección metálica con pernos embebidos, o un material compuesto adherido) (Figura 4-22) obliga a ciertas correcciones con modos de rotura que no se dan en el elemento original. Es así debido a:

- un comportamiento distinto del material (FRP).
- un nuevo mecanismo a rasante (adherencia en paramentos que fisuran).
- o cuantías o rasantes no habituales en materiales tradicionales.

Los criterios generales de diseño incluyen validar los ELU, ELS y durabilidad. Para los refuerzos externamente conectados se darán nuevos mecanismos de fallo, generando nuevos estados límites de fallo prematuro de la conexión. Estos mecanismos se dan por interacción con otros fallos concomitantes, en nuestro caso de estudio, por la fisuración crítica diagonal por cortante (CDC).

La transferencia de carga, tras el inicio de fallo a cortante de la viga de hormigón, hacia el elemento externamente traccionado, puede ser uno de los modos de fallo determinante.

Este trabajo parte de las recomendaciones que describen los modos de fallo en estructuras de hormigón reforzadas con materiales compuestos externamente adheridos y, a partir de aquí, se discutirá la validez de estos criterios para la nueva tipología de refuerzo propuesta, que se caracteriza por una mayor potencia de la conexión y rigidez vertical.

La elevada rigidez del perfil y la fuerte conexión, si modificará la respuesta en fisuración y deformación. A diferencia de los materiales compuestos esta mejora no es despreciable, y se requiere investigación adicional.

En el refuerzo de estructuras existentes es relevante el histórico de las cargas: antes, durante y después de la actuación. El transferir las cargas de lo existente a lo nuevo define la nueva sección mixta. Igualmente se comprobarán las situaciones accidentales, aunque la nueva configuración más masiva y redundante mejora la respuesta ante impactos, explosiones e incendios (no se usan materiales sintéticos susceptibles de fallar a elevadas temperaturas).

4.4.3 Refuerzo a flexión

El análisis tiene por objeto verificar que no se generan fallos frente a esfuerzos que provocan tensiones normales, por flexión simple o compuesta. El refuerzo se dispone ortogonal a la sección en su parte traccionada (aunque puede reforzarse secciones comprimidas).

Para el análisis deben considerarse los estados tensionales antes de realizar el refuerzo (peso propio) y los debidos a cambios en las consideraciones de adherencia de las barras o cables con la sección (funcionando como tirantes no adherentes).

En el análisis se asume que las secciones permanecen planas y que de entrada hay adherencia perfecta entre hormigón, conector y sección metálica (Figura 4.23). Esto implica una contribución rígida a nivel de conectores.

Los diagramas tensión-deformación del hormigón, mortero fibro-reforzado y acero son los habituales, recogidos en las normas en vigor.

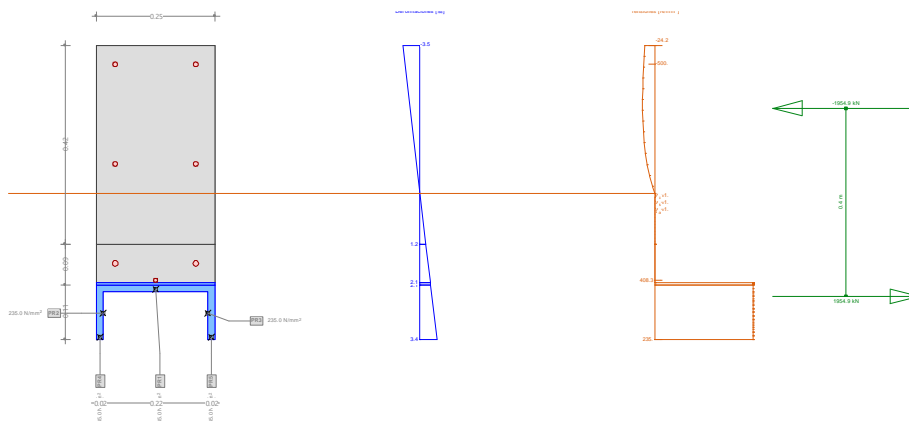


Figura 4-23 Compatibilidad tensional asumiendo colaboración total.

4.4.3.1 Modos de fallo en refuerzos externamente adheridos o conectados

Partiendo de las hipótesis anteriores se pueden dar varios modos de fallo, que se resumen en:

- Fallo por compresión excesiva del hormigón.
- Fallo por plastificación del acero a tracción.

Los anteriores mecanismos serían los habituales en sección mixta “normal” (con otros fallos locales como abolladuras etc.). Sin embargo, en nuestro caso, al tratarse de un refuerzo conectado sin apoyo directo, la distribución de tensiones en la viga se modifica y aparecen nuevos mecanismos de fallo. Estos mecanismos se describen para todos los refuerzos externos (EBFP), aunque la predominancia de cada uno variará en función de la rigidez y ductilidad de la conexión. Los siguientes fallos se tienen en cuenta en varias guías de diseño de refuerzos externos adheridos y se agrupan en:

- Colapso a cortante en apoyos (zona sin refuerzo).
- Fallos por pérdida de contribución prematura en el refuerzo.
 - o Despegue en extremo de refuerzo (*PE Plate End Debonding*).
 - o Despegue por fisuras intermedias de flexión (*IC Intermediate Crack*).
 - o Despegue por fisuración a cortante (*CDC Critical Diagonal Crack*).

Los modos de fallo por desconexión prematura del refuerzo se ilustran en la Figura 4-24:

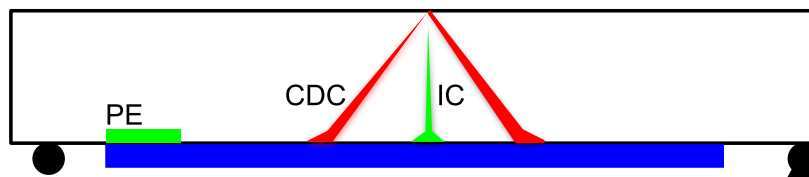


Figura 4-24 Modos de fallo prematuro en refuerzo externo.

4.4.3.2 Despegue en extremo de refuerzo

El despegue en los extremos se origina debido a la concentración de tensiones por la curvatura diferencial entre la viga y el refuerzo debida a su distinta rigidez (Figura 4-25). Esta concentración se propaga de los extremos a centro vano, de sentido opuesto a los otros mecanismos de despegue. Es un mecanismo que delamina el hormigón dónde se adhiere el refuerzo, llegando a desprender el recubrimiento de hormigón hasta la línea de armado.

Si se disponen conectores en el extremo del refuerzo que controlen las tracciones locales se evita este modo de fallo. En la técnica de refuerzo desarrollada, el recubrimiento de mortero con fibras vincula (“cuelga”) las cabezas de los conectores con las barras longitudinales (Figura 4-26). Esta conexión depende de la resistencia a tracción del mortero (el área en planta entre barras), al no ser pasantes los conectores, pero al incluir fibras se puede movilizar una tracción equivalente para anchos de fisura de 2-3mm. Por tanto, se trata de un modo de fallo que, en principio, debe tenerse en cuenta.

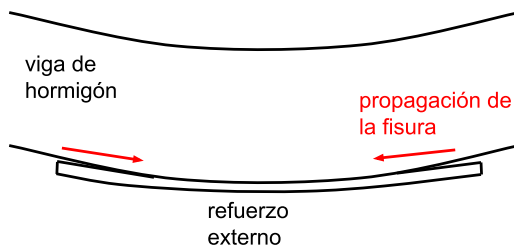


Figura 4-25 Fallo en anclaje (PE) final en refuerzo externo.

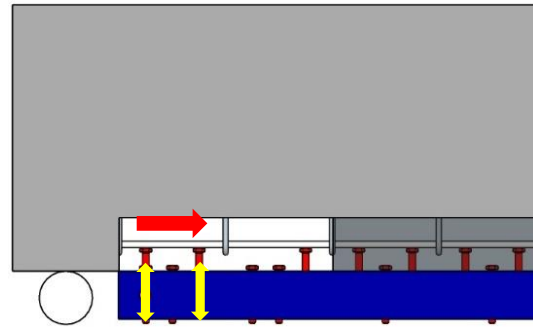


Figura 4-26 Tracciones en la disposición prevista.

4.4.3.3 Despegue por fisuras intermedias de flexión (IC Intermediate Crack)

El fallo por despegue prematuro del refuerzo debido a la fisuración a flexión es muy acusado en refuerzos adheridos. Cuando una fisura originada a flexión intercepta el refuerzo externo (Figura 4-27) se produce un pico de tracciones en la lámina (zona BB). En primer lugar hay una elongación a cizalla de la capa de adhesivo, para, acto seguido, deformar la lámina para igualar el ancho producido en el hormigón. Este fallo se propaga por la combinación de tracción y rasante en el labio de la fisura. Se puede originar por fisuras en centro de vano en elementos simplemente apoyados a flexión o flexión-cortante, y se propaga hacia los extremos (Figura 4-28).

Este fallo es más difícil que ocurra en pletinas bulonadas o conectores, al no depender en exclusiva de la adherencia y soportar mayores tensiones normales y rasantes actuando a la vez. En pletinas bulonadas y adheridas puede darse inicialmente esta pérdida de adherencia y transferir luego la carga a los conectores (tras agotar la holgura habitual en conectores realizados por taladro). Es un fallo que puede iniciarse para cargas bajas, que avanza de forma muy gradual.

En la técnica investigada no hay holguras en los conectores (roscados a la chapa) y ante un despegue local, los conectores asumirían el control del rasante. Siendo así, no se desarrolla ninguna formulación específica dado que es un modo de fallo poco probable, lo cual deberá verificarse en la campaña experimental.

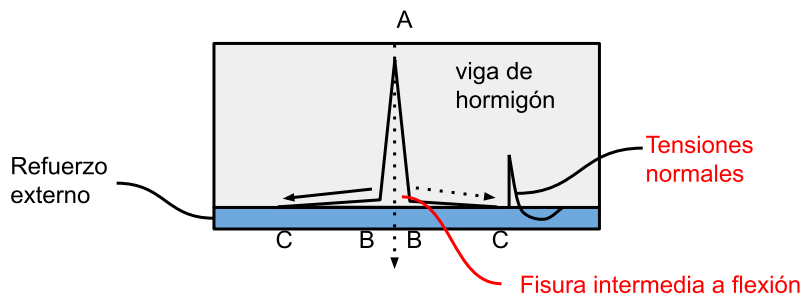


Figura 4-27 Detalle de delaminación IC (Oehlers, 2004).

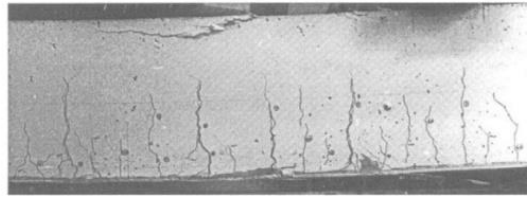


Figure 1.25 Flexural failure of a tension face plated beam

Figura 4-28 Vista de fallo con delaminación intermedia prematura.

4.4.3.4 Despegue por fisuras intermedias de cortante (CDC Critical Diagonal Crack)

Este fallo prematuro por despegue lo induce el desplazamiento a cortante de la viga de hormigón, al descender como un sólido rígido. De nuevo se produce una concentración de tensiones que se propagan delaminando los refuerzos adheridos o solicitando sucesivamente a tracción aquellos refuerzos conectados.

Este modo de fallo es el más probable para el refuerzo RCSM, por varios motivos:

- Los modos de despegue por delaminación intermedia o despegue en extremo se controlan por la potencia de la conexión planteada. El cosido local con el mortero con fibras y el armado dota de resistencia y ductilidad incluso con apertura de fisura.
- El inicio del fallo lo determina la contribución a cortante del hormigón de la viga original, y éste no se modifica con la adición de fibra (Figura 4-29(a) y (b)).
- Iniciada la fisuración a cortante el refuerzo asumirá un trabajo como tirante inferior.
- El tirante debe resistir con los anclajes a rasante en la longitud de anclaje restante, y de forma concomitante un progresivo empuje descendente de la viga que falla a cortante. Por rigidez, antes de que se movilice la contribución a cortante de los estribos, la carga se transmite al refuerzo o perfil inferior (Figura 4-29).
- Este comportamiento es semejante al comportamiento de vigas a cortante sin armado transversal (estribos). La investigación experimental deberá evaluar si la formulación de respuesta a cortante en base a la cuantía longitudinal es aplicable.

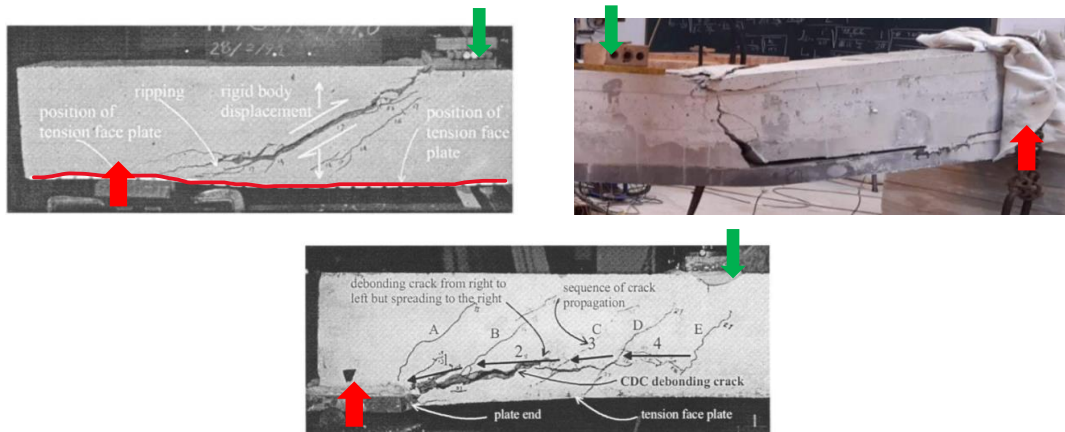


Figura 4-29 Formas de rotura similares por inicio de fisuración por cortante: (a) refuerzo con platabanda (b) RCSM y viga de hormigón armado sin estribos (c).

4.4.3.5 Modelos iterativos para determinar el fallo por CDC

Dado que, de acuerdo con lo visto anteriormente, el modo de fallo más probable será el de despegue por CDC, a continuación vamos a ver los modelos existentes para su estudio.

En la bibliografía (Oehlers, 2004) propone una cota mínima de fallo a cortante que se obtiene de forma iterativa planteando el equilibrio entre el cortante crítico que fisura diagonalmente el elemento, y el cortante que provoca el deslizamiento. Estos equilibrios se

resuelven para los ángulos de inclinación posibles (x,h) y de forma iterativa se define el mínimo V_c (el punto de intersección de ambas curvas) (Figura 4-30).

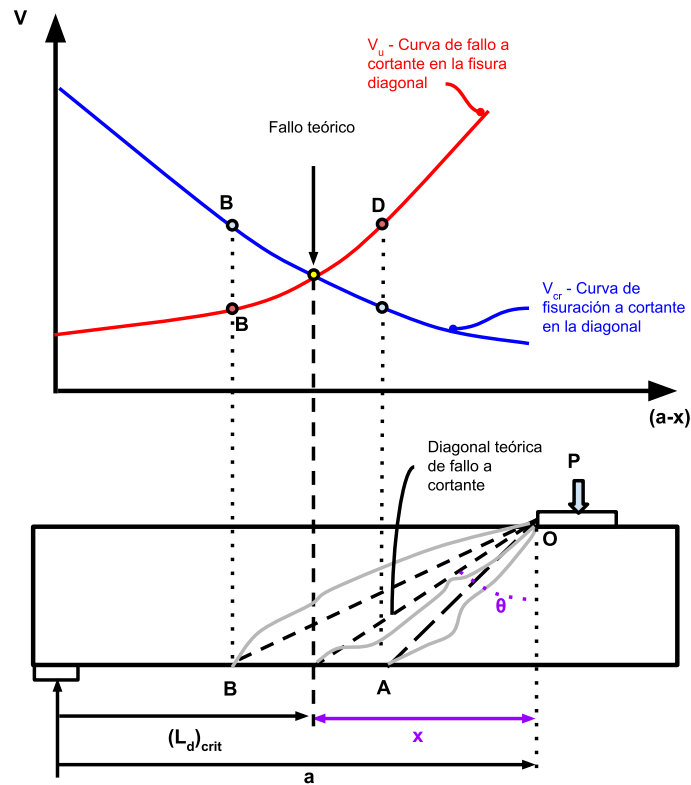


Figura 4-30 Análisis cualitativo del modo de fallo

Los puntos focales (O) de equilibrio son genéricos, pero para cargas puntuales coinciden con el punto de aplicación de las mismas:

- El equilibrio que resuelve el cortante crítico que fisura la sección $V_{dat,cr}$ se define estableciendo el giro nulo para los estados tensionales (Figura 4-31):

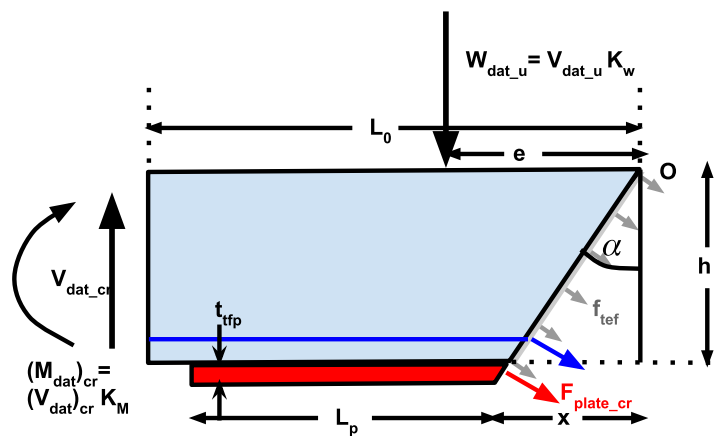


Figura 4-31 Equilibrio rotacional para obtener el cortante que genera la fisura (variando x).

$$(V_{dat})_{cr} = \frac{(x^2 + h^2) \left(\frac{b_c f_{tef}}{2} + \frac{(m_p f_t A_{tfp})(h + y_{tfp})}{h^2} \right)}{L_0 + K_M - K_w e} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

$$f_{tef} = 0.156 f_c^{\frac{2}{3}} \left(\frac{h}{100} \right)^{-0.3}; f_c (MPa); h (mm) \quad \text{Ecuación 4-2}$$

$$m_p = \frac{E_p}{E_c} \quad \text{Relación entre módulos elásticos del refuerzo y el hormigón (MPa)}$$

$$f_t = 0.4 \sqrt{f_c}; f_c (MPa); \quad \text{Ecuación 4-3}$$

$$A_{tfp} (mm^2); y_{tfp} (mm) \quad \text{Área de la sección de acero de refuerzo (mm}^2\text{)}$$

Siendo K_w el ratio entre las cargas actuantes en L_0

Tras la creación de la fisura se puede obtener el cortante $V_{dat,u}$ que genera el deslizamiento como sólido rígido, planteando un equilibrio de fuerzas verticales (Figura 4-32):

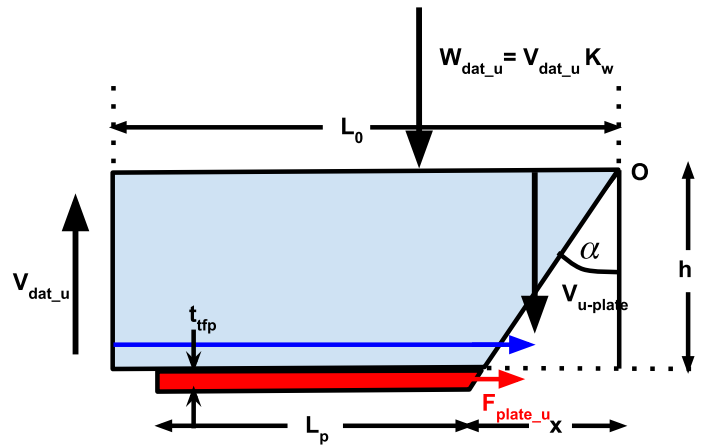


Figura 4-32 Equilibrio de fuerzas verticales para el cortante que provoca deslizamiento (variando x).

La resistencia a cortante en la fisura se define como:

$$V_u = \frac{1}{4} \gamma_0 f_c b_c h \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h} \right)^2} - \frac{x}{h} \right) \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Siendo el factor ligado a la cohesión

$$\gamma_0 = \lambda f_1(f_c) f_2(h) f_3(\rho) f_4 \left(\frac{\sigma_{ps}}{f_c} \right) \quad \text{Zhang propone } \lambda = 1.6, \text{ para cargas puntuales. Estos valores se obtienen de calibración empírica.} \quad \text{Ecuación 4-5}$$

Incluyendo los siguientes factores:

$$f_1(f_c) = \frac{3.5}{\sqrt{f_c}}; f_c(\text{MPa}) \quad \text{Limitando } 5 < f_c < 60 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Factor de forma

$$f_2(h) = 0.27 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{h}} \right); h(\text{m}) \quad \text{Siendo el factor de forma limitado a } 0.08 < h < 0.7 \text{ m} \quad \text{Ecuación 4-7}$$

Factor de armadura longitudinal

$$f_3(\rho) = 0.15\rho + 0.58 \quad \rho = \frac{A_s}{b_c h} * 100 < 4.5 \quad \text{Ecuación 4-8}$$

Efecto del pretensado

$$f_4 \left(\frac{\sigma_{ps}}{f_c} \right) = 1 + 2 \frac{\sigma_{ps}}{f_c} \quad \text{Siendo } \sigma_{ps} = \frac{F_{ps}}{b_c h} \quad \text{Ecuación 4-9}$$

La anterior formulación debe modificarse para incluir el armado longitudinal aportado con un refuerzo exterior (adherido o conectado). La capacidad de cortante adicional se puede introducir como un incremento de la cuantía de armado longitudinal para el refuerzo o bien como un pretensado pasivo (fruto de las tracciones que promueve el tirante).

Para el primer caso, si consideramos que la fuerza en la semi sección longitudinal es P_{plate} (N) entonces se puede reescribir la anterior formula ligada a la cuantía de armado:

Factor de armadura longitudinal

$$f_3(\rho_{plate}) = \frac{15}{b_c h} \left(A_s + \frac{P_{plate}}{f_{yp}} \right) + 0.58 \leq 1.26 \quad \text{Ecuación 4-10}$$

Siendo el cortante último que genera el deslizamiento para la sección reforzada:

$$V_u = 0.4 \frac{\left(f_1(f_c) f_2(h) f_3(\rho_{plat}) f_4 \left(\frac{\sigma_{ps}}{f_c} \right) \right) f_c b_c h \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h} \right)^2} - \frac{x}{h} \right)}{1 - K_w} \quad \text{Ecuación 4-11}$$

Como método alternativo se puede asimilar el refuerzo como un pretensado pasivo (Figura 4-34), generando una precompresión en los paramentos de la fisura gracias al cosido del tirante inferior. En este caso se modifica el factor f_4 :

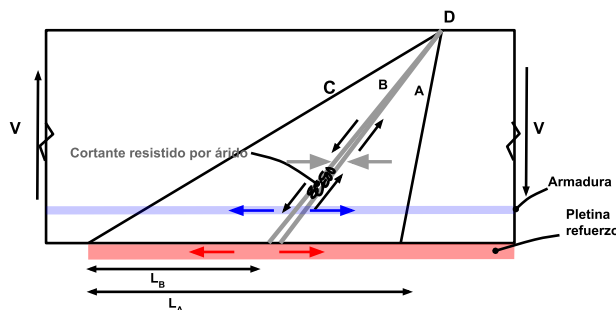


Figura 4-33 Efecto del tirante pasivo ante el fallo a cortante.

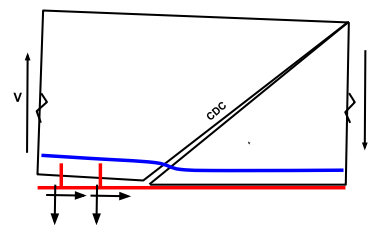


Figura 4-34 Efecto pasador del armado longitudinal.

$$f_4 \left(\frac{\sigma_{ps}}{f_c} \right) = 1 + 2 \frac{F_{ps}}{f_c b_c h} + \frac{4P_{plate}}{f_c b_c h} \leq 1.26; F_{ps}(N); P_{plate}(N) \quad \text{Ecuación 4-12}$$

$$V_u = 0.4 \frac{\left(f_1(f_c) f_2(h) f_3(\rho) f_4 \left(\frac{\sigma_{ps}}{f_c} \right) \right) f_c b_c h \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h} \right)^2} - \frac{x}{h} \right)}{1 - K_w} \quad \text{Ecuación 4-13}$$

La fuerza de “pretensado” pasivo se moviliza únicamente tras la formación de la fisura, debido al bloqueo por desgranamiento del árido. Al descender el sólido rígido (zona centro de vano), la fisura tiende a abrirse en horizontal (rotando en O), quedando coartada por el efecto del armado y del cosido externo. Esta coacción introduce un pretensado pasivo que incrementa el cortante en la junta por el árido.

Los valores de carga última de esta formulación se compararán con los valores experimentales del capítulo 5 para verificar su bondad cuando se utilizan en el caso del refuerzo propuesto. A falta de más investigación, se podrá acotar la validez de la formulación para cuantías longitudinales que exceden los rangos indicados. De las fórmulas anteriores si $P_{plate}=0$ se obtiene el cortante de una viga sin armadura transversal. También se comparará la formulación de despegue por CDC con la incluida en la normativa vigente para obtención de la resistencia a cortante en vigas sin armadura transversal.

4.4.4 Análisis evolutivo o por fases

El desarrollo de la técnica busca maximizar el campo de uso, la versatilidad y minimizar la interferencia al uso (tráfico, etc.). Esta mínima afectación al uso pedirá un refuerzo evolutivo, con una vinculación a lo existente progresiva, con procedimientos mínimamente invasivos y que rápidamente se reponga (macice) lo demolido. Debido a los trabajos de demolición de los alveolos se puede perder la contribución de la armadura y el hormigón en la sección, reduciéndose la seguridad. Por ello es preciso evaluar la evolución del nivel de seguridad en el elemento en función de las distintas fases de ejecución:

- La disposición del perfil permite un anclaje inicial de los extremos movilizándolo como un tirante exterior no colaborante.
- El perfil resiste al mismo tiempo la reacción del chorro de agua y el peso en fresco del mortero.
- El avance puede ser continuo y completo, parcial (media viga) o discontinuo generando batches.
- De forma complementaria se pueden usar mecanismos de anclaje (adhesivos muy rápidos, fricción por pretensado, etc.).
- O disponer de apeos o transferencias complementarias (al perfil o al a viga original).

La Figura 4-35 muestra colapsos parciales durante la hidrodemolición debido a fallos internos (coqueras). Es importante una operación supervisada por personal formado.



Figura 4-35 Agresividad en la demolición ante patologías internas en el hormigón.

4.4.5 Situación accidental

Las recomendaciones vigentes de diseño para refuerzos incluyen comprobaciones en situación accidental. Deben contemplarse las acciones derivadas de fuego, altas temperaturas, impacto, explosión y su efecto en los materiales del refuerzo (Figura 4.36c).

La restricción más habitual la condicionan los adhesivos sintéticos por su limitada respuesta a la temperatura, con fallos para temperaturas superiores a los 60-80°C dependiendo de temperatura de transición vítrea. Estos adhesivos se emplean en adhesión de chapas metálicas y materiales compuestos, pero igualmente para insertar conectores. El refuerzo propuesto prescinde de adhesivos sintéticos, siendo todos los materiales cementosos. La inclusión de fibra polimérica al mortero le dota de una mejor respuesta en caso de incendio. Al fundirse el polipropileno deja vía libre al agua retenida, evitando el fenómeno “spalling” y la posterior pérdida de recubrimiento.

Si bien la situación de fuego es muy habitual en edificación e industria, en puentes y pasos superiores también puede darse. En puentes, adicionalmente, el fallo accidental puede ocurrir por impacto del tráfico (Figura 4-36a,b).

En todos los casos la filosofía de diseño coincide y se exige el no colapso del elemento o estructura, ante la pérdida súbita del refuerzo ante una situación accidental. Este criterio limita la capacidad máxima de los refuerzos adheridos, o incluso del postensado exterior: para la combinación de cargas en situación accidental, el elemento original sin refuerzo y sin minorar materiales debe cumplir el ELU.

El punto anterior puede obligar a usar técnicas de refuerzo mediante recrecido seccional, que con su carácter masivo responden de modo parecido a la estructura original. La conversión planteada con el refuerzo objeto de esta tesis, sin protección adicional al fuego, se sitúa en un punto intermedio, siendo el limitante la respuesta al fuego del acero (pero no del adhesivo). Si se dota de un recubrimiento de mortero (en la misma operación que la inyección de los alveolos) la respuesta es idéntica a la de un recrecido seccional.



Figura 4-36 (a)(b) Pérdida de refuerzo colaborante adherido en viga de puente por impacto (c) Pérdida de recubrimiento en forjado tras incendio.

5 VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL, MODOS DE FALLO Y MODELIZACIÓN TEÓRICA

5.1 Objetivo de la campana experimental

El objeto de la campana experimental es validar el procedimiento constructivo, por ser nuevo, y evaluar la respuesta estructural y los modos de rotura del nuevo refuerzo propuesto. Asimismo, se plantea evaluar el incremento de capacidad que puede conseguirse con este refuerzo y contar con unos resultados experimentales que permitan establecer modelos de cálculo, a partir de los modos de fallo identificados, y, finalmente poder establecer unos mínimos criterios de diseño para este tipo de refuerzo.

En la actualidad no hay formulación teórica, y muy poca experimentación, en el refuerzo mediante conexión de nuevas estructuras, dispuestas en zona traccionada pretratada con técnicas de hidrodemolición. Sí hay realizaciones y ensayos de conexión de vigas para puentes metálicos dónde se reconecta el tablero de hormigón. Aunque esta técnica tiene algunos puntos en común con la propuesta, difiere en lo constructivo y en el esquema estático generado (en especial en la respuesta a cortante).

Para la verificación de la parte estructural se ensayan en laboratorio unas vigas a escala reforzadas a flexión. Para el diseño de estos ensayos finales, se realizan ensayos previos parciales, que permitan acotar el comportamiento de los materiales (mortero), conectadores y de las interfases de contacto (resultantes tras la demolición). Estos ensayos aislados validan hipótesis (como de perfecta adherencia) y definen eventuales mecanismos críticos, como puede ser el modo de fallo de los anclajes. Con los resultados previos y los estudios teóricos, basados en lo indicado en códigos y guías de diseño, se diseña la solución de viga final.

Para la verificación de la parte constructiva del refuerzo, se experimentan una serie de limitantes geométricos: desde el equipo de demolición, la inserción de conectores y la inyección de mortero. Esta definición parte de la experiencia obtenida en realizaciones

semejantes con hidrodemolición. De esta forma hay que destacar, la experimentación a distintos niveles:

- Constructivo: validar que se puede ejecutar lo diseñado, a nivel de materialización y calidad de las uniones realizadas. Comprobar rendimientos de avance de la demolición.
- Comportamiento tensional real a nivel elemento: verificar en laboratorio el comportamiento bajo carga con una deformación controlada de morteros, anclajes y mecanismo de adherencia.
- Comportamiento global a nivel viga: verificando fuerzas de agotamiento y modos de rotura.

El objetivo de la campaña es ensayar la correcta transmisión de esfuerzos entre una semisección metálica y la viga original, en base al procedimiento constructivo descrito: posicionamiento del perfil, demolición controlada y selectiva con robot, inserción de perno roscado post-instalado e inyección de mortero estructural de restitución.

Estructuralmente, el refuerzo funciona si se puede garantizar la transmisión de rasante mediante:

- Adherencia a rasante y tracción pura, en la interfase hormigón existente-nuevo mortero.
- Correcta transmisión del perno conector retráctil a la matriz de mortero.
- Y finalmente del conector a la nueva sección mixta anexada (en este caso metálica).

Cada punto anterior se ha verificado de forma separada. Una vez obtenidos resultados favorables en las campañas previas, se procedió a la campaña en vigas completas.

5.2 Planteamiento de la campaña experimental

La poca implantación de los equipos de agua a presión en construcción, y el tamaño y potencia tan grande de los equipos (con necesidad de transporte) dificulta el trabajo en laboratorio. Esta campaña abarca el estudio tecnológico de la demolición con agua a presión, y los ensayos de laboratorio de los puntos críticos (empleando para la preparación de las probetas equipos reales en obra).

La campaña experimental tiene dos partes: una primera de ensayos aislados que valide la constructibilidad y los mecanismos de transmisión de rasante de forma aislada; y una segunda con una serie de vigas con el refuerzo completo, con variaciones en la distribución y tamaño de los conectores.

Los ensayos previos permiten acotar la multitud de parámetros que gobiernan el fallo, y más importante para futuras realizaciones, permitir ensayar de forma aislada nuevas configuraciones (especialmente de conectores) motivadas por condicionantes constructivos (congestión de armado, postensado existente, etc.). Los ensayos previos se diseñan en base a la normativa vigente.

La realización del ensayo completo tiene un doble objetivo: realizar un prototipo e identificar los modos de rotura y puntos críticos del refuerzo. Para ello, las vigas se refuerzan empleando los equipos reales (aunque sobredimensionados para estas vigas) y respetando las disposiciones constructivas a esperar en obra:

- refuerzo de una viga existente, de calidad de materiales y acero las habituales.
- manteniendo los apoyos originales de la viga.
- simulando varias configuraciones de demolición compatibles con obras reales, con empleo de robot de hidrodemolición de alto rendimiento.
- posicionamiento de la semisección con medios y herramientas comunes (camión grúa).
- uso de conectores retráctiles (roscados) que permitan su izado tras la demolición.
- inyección de mortero con bombas de alta capacidad.

En la Figura 5-1 se esquematizan los aspectos constructivos y estructurales a evaluar en la campaña experimental. De forma visual se conectan los ensayos que dependen de más de una tecnología. Asimismo, en la Figura 5-2, se muestran de forma secuencial en el tiempo las distintas fases experimentales llevadas a cabo.

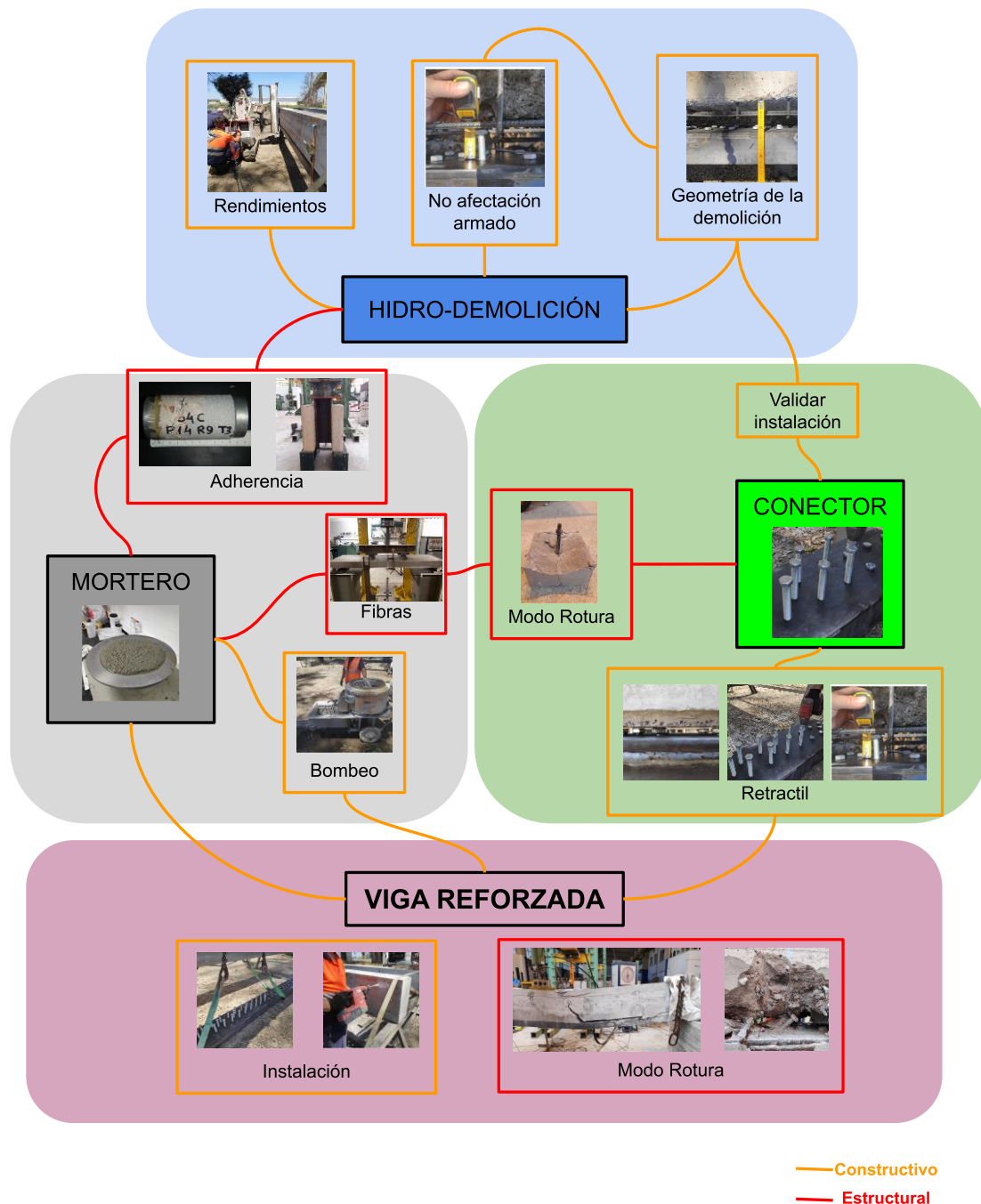


Figura 5-1 Contenido de la campaña experimental.

5.3 Descripción de la campaña experimental

Debido a la poca investigación previa, la campaña experimental es extensa, abarcando la caracterización de los fenómenos críticos en la rotura.



Figura 5-2 Secuencia de las fases de los ensayos.

Se seleccionan aquellos puntos relevantes que pueden gobernar el fallo del refuerzo y se estudian en las siguientes fases, resumidas en (ver Figura 5.2):

- a) Validación de la técnica de hidrodemolición en campo para el uso planteado:
 - Validez de la tecnología en base a la geometría del elemento: comprobación de profundidad de demolición según presión-caudal.
 - Obtención de rendimientos de avance, para determinar futuros rendimientos.
 - Comprobación y adaptación de distintos utillajes de hidrodemolición.
 - Comprobación visual de la no afectación en el armado dispuesto.
 - Validez del soporte obtenido en rugosidad, uniformidad y solidez (sin fisuras).
- b) Comprobación de perfecta adherencia de mortero (sin fibras) sobre soporte de hormigón y después del tratamiento con hidrodemolición. Ensayo con arrancamiento a tracción pura de sufrideras metálicas.
- c) Caracterización de la interfase de mortero reforzado con fibras empleando probeta normalizada de validación de conectores. La probeta se modifica previamente hidrodemoliendo para insertar los conectores.
- d) Caracterización de los valores residuales post-fisuración para el mortero de reparación elegido y dos tipos de fibra estructural.
- e) Ensayo unitario para conector a cortante puro y cortante-tracción.
- f) Ensayo de serie de vigas de hormigón armado reforzadas, mediante carga puntual centrada hasta rotura.

De forma implícita, durante la fabricación de las vigas se ensayan los aspectos constructivos más relevantes: en primer lugar la hidrodemolición y los equipos de inyección de mortero.

A continuación, se describen de forma detallada los trabajos experimentales apuntados previamente.

5.4 Validación de la técnica de hidrodemolición

La primera verificación experimental a llevar a cabo es la demostración de que la técnica de hidrodemolición proporciona la preparación de superficies adecuada donde poder implementar el refuerzo propuesto. La tecnología de refuerzo se basa en la inserción de conectores en alveolos abiertos con demolición controlada y selectiva. Este método de demolición no es único y puede substituirse o combinarse con otras técnicas como picado mecánico, corte con diamante o hilo. Como punto de partida de la validación a llevar a cabo, se recogen y describen trabajos reales de hidrodemolición en los que ha participado el autor y se discuten los puntos más relevantes.

Debido a los pocos estudios publicados en trabajos previos, sobre tratamiento de la superficie de hormigón con agua a presión, es necesario obtener rendimientos reales en obra para la técnica, incluyendo distintas configuraciones de trabajo. Gracias a la experiencia profesional del autor, al estar involucrado en las que a continuación se describen, se evalúan 4 tipos de configuraciones (según operación del cabezal) y se obtienen los principales parámetros de trabajo. Este apartado se complementa con entrevistas a los operadores, supervisores e ingenieros de los equipos involucrados, sintetizando su experiencias y opiniones.

Para cada obra estudiada, se comprueba que las hipótesis de partida para una correcta ejecución del refuerzo son ciertas:

- Alta precisión en la zona a eliminar, especialmente en superficie y en menor medida en profundidad, debido a la interferencia del acero existente.
- No afectación del armado.
- Calidad de la superficie (interfase) del hormigón antiguo, libre de fisuración y con poro abierto.
- Nula fisuración de frentes posteriores a la hidrodemolición, garantizando soportes sanos y sólidos.
- Debido a la presión del agua, es un tratamiento selectivo que elimina partes débiles, detectando partes débiles no visibles.
- Demolición local sin generación de grandes esfuerzos por impacto, en puntos no deseados de la estructura (voladizos o aleros).
- Creciente robotización de los útiles y cabezales de ataque, facilitando su rendimiento y avance en variedad de estructuras.
- Trabajo en entornos de difícil acceso: a gran altura, bajo agua, y en menor medida en espacios confinados (debido a la condensación de agua).

5.4.1 Técnicas de hidrodemolición evaluadas

Aunque los principios de la demolición son idénticos en las técnicas analizadas, el empleo de equipos específicos permite variar los caudales y la presión de trabajo. Al incrementar el caudal de trabajo, se puede reducir la presión e incrementar la potencia y rendimiento de la demolición (mayor avance y profundidad). Como contrapartida, se necesitan fuerzas de reacción mayores (no siendo posible un uso con operarios de forma manual). Por todo ello, se investigan diversas posibilidades. Los ejemplos de demolición investigados, con supervisión in situ, incluyen las siguientes variantes:

- Técnicas realizadas con lanzas manuales con boquillas (rectas o a 90).
- Cabezales automáticos con movimiento unidireccional sobre rail.
- Cabezales automáticos con movimiento multidireccional sobre sistemas de sujeción fijos.

- Cabezal automático sobre robot automotriz.

5.4.2 Lanza manual

La demolición con lanza manual se realiza mediante apoyo exclusivo del operador, o con ayuda de útiles complementarios que reduzcan parte de la fuerza de reacción ejercida por el agua a presión. En demolición en trabajos de reparación, normalmente no se usan estos útiles debido a la variabilidad del posicionamiento requerido, y de los movimientos necesarios a realizar en las zonas de armado denso. Los útiles se emplean en tratamientos superficiales, y retirada de marcas viables.

Refuerzo de silo pretensado con alambre continuo

El primer ejemplo evaluado es un trabajo de saneo de hormigón carbonatado, en depósito existente con pretensado adherente continuo con alambre (sistema preload). El objeto de la demolición es retirar las zonas carbonatadas por el exterior, para su posterior reparación con morteros estructurales y el refuerzo con tendones no adherentes exteriormente (ver Figura 5-3 y Figura 5-4). El agua a presión libera el hormigón carbonatado y las zonas fisuradas de forma muy selectiva, sin daños en los alambres continuos de pretensado (Figura 5-5). El trabajo por bataches y su posterior restitución con mortero, evita dejar zonas sin adherencia a los alambres pretensados. El operador trabaja a nivel de suelo y en altura mediante plataforma telescópica habitual en obra. Por seguridad no se dispone de ningún tipo de apoyo sobre la misma.

El trabajo se realiza mediante pistola manual a presión de 2500bares i caudales de 21l/min, y se pueden desatacar los siguientes puntos:

- Geometría de la demolición:
 - La profundidad de saneo es de 50mm superándose la línea de alambres pretensados.
 - El rendimiento es menor en la zona posterior a la línea de pretensado, aunque se consigue la eliminación del mismo moviendo la orientación de la pistola. Los alambres son adherentes y sin vainas de protección.
 - Previamente a la demolición se caja con corte de radial la zona a demoler.
- Resultado de los trabajos
 - No se aprecian fallos en el alambre debido a la demolición.
 - El soporte resultante es sano, rugoso y con la porosidad abierta.
 - El guiado en superficie y profundidad durante la demolición es completamente visual y limitada por la proyección de agua y hormigón demolido.
 - El esfuerzo de reacción causa fatiga al operario y requiere descansos frecuentes, con un rendimiento efectivo del 60% de la jornada laboral.



Figura 5-3 Vista general del depósito pretensado a sanear para su reparación y refuerzo



Figura 5-4 Vista de los trabajos con lanza manual sujeta por un operario especialista.



Figura 5-5 Detalle de la boquilla y el chorro de agua, con retirada de hormigón en zona interior a los alambres.

En la Tabla 5-1 se recogen los valores más característicos de esta aplicación:

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

Tabla 5-1 Parámetros relevantes de la aplicación.

Obra	Demolición depósito PRELOAD
Año construcción	1960
Hormigón	C30/35
Motivación	Saneado pretensado existente conformado por alambre continuo.
Área total	125m ²
Espesor medio	50 mm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	2500 bares
Caudal	21 l/min
Rendimiento	5 m ² /8h /equipo

Refuerzo con inserción de armado a negativo en puente losa.

El segundo ejemplo evaluado mediante lanza manual es un trabajo de apertura en losa superior (losa maciza) para inserción de nuevos refuerzos a negativos. Tras la apertura de las franjas se introduce un rearmado, que se ancla en vertical mediante taladro y se prolonga en losa por prolongación recta. Inicialmente se realizan unas catas para determinar el recubrimiento real del armado en la losa superior. Debido a un exceso en el mismo (probablemente por desplazamiento del armado superior durante el hormigonado) se combina la técnica de picado mecánico de demolición con agua a presión (Figura 5-6). Esta combinación de medios acorta plazos para retirar de recubrimientos no armados, y posteriormente gracias al carácter selectivo del agua a presión, elimina cualquier zona debilitada o fisurada mediante el repicado mecánico. Esta combinación de técnicas es una buena alternativa en zona de demolición con grandes recubrimientos, y especialmente empleando lanzas manuales. Tras la apertura se puede rearmar el refuerzo (Figura 5-7) y proceder al relleno con mortero de reparación estructural fluido (Figura 5-8).

- Geometría de la demolición:
 - La profundidad de saneo es de 120mm superándose puntualmente la zona de armado corrugado superior.
 - Los rendimientos son mayores al realizarse un picado previo de fácil ejecución (suelo).
 - Previamente a la demolición se cajea con corte de radial, y se pica el recubrimiento de la zona a demoler. Esta operación previa facilita los trabajos con agua que tienen un carácter de tratamiento de superficie.
- Resultado de los trabajos:
 - El soporte resultante es sano, rugoso y con la porosidad abierta.
 - No se aprecian daños en la armadura interceptada (sin corrosión).
 - El guiado en superficie y profundidad durante la demolición es visual pero ayuda, el acotar previamente la reparación con el cajeadado mediante corte.
 - Para esta aplicación sería ventajoso el empleo de un carro de guiado para la lanza manual (sin robotizar).



Figura 5-6 Vista general de los trabajos de saneo con agua a presión, tras un cajeo por corte inicial y repicado.

Figura 5-7 Vista de las aperturas con nuevo rearmado.

Figura 5-8 Macizado con mortero de reparación estructural fluido.

En la Tabla 5-2, se recogen los parámetros más relevantes de este caso:

Tabla 5-2 Parámetros relevantes de la aplicación.

Obra	Paso superior de losa armada
Año construcción	1970
Hormigón	C30/35
Motivación	Realización refuerzo a negativos con inserción de NSM y macizado con mortero estructural R4.
Área total	35 m²
Espesor medio	100mm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	2500 bares
Caudal	21 l/min
Rendimiento	5 m² /8h / equipo

Reparación de pletinas de apoyo en puente durante construcción

Este ejemplo de demolición con lanza manual, se incluye por la particular aplicación y su semejanza en los condicionantes geométricos que se dan al plantear el refuerzo en estudio en losas macizas. Aunque el objeto de la demolición era el macizado de pletinas con grandes reacciones en apoyo, (Figura 5-9), por existencia de coqueras en el interior, el procedimiento de demolición es muy interesante por la gran densidad de ferrallado y el limitado acceso (paramento inferior de una losa). La extensión del área a demoler es de reducidas dimensiones, pero muy densamente armado (Figura 5-10). El hormigón era de resistencia C35 nominal pero de matriz poco porosa y árido pequeño (con probabilidad menor a 12mm). La baja porosidad del hormigón y pocas interfases con árido y la dificultad de acceso de la lanza, disminuyen el rendimiento de la demolición. Hay dos familias de chapas a demoler en su trasdós: unas con acceso lateral e inferior, y otras con acceso únicamente inferior (superficie ciega). Por ello la lanza debe ser manejada manualmente hasta liberar el espacio en el trasdós de la chapa y esquivando la armadura. Además de las características del hormigón, la acumulación de agua sin vía de escape dificulta el avance. A pesar de la lentitud de avance se consigue materializar la apertura (Figura 5-11), alcanzándose los 10cm en planta alrededor del punto de entrada de la lanza. En este trabajo

se usan boquillas rectas, pero en otros trabajos similares se pueden intercambiar por boquillas con ángulos de ataque a 90º o incluso con cabezales rotativos.

Este ejemplo ilustra que la técnica propuesta se puede extender a secciones insertadas en paramentos planos, aunque con rendimientos menores en producción. Sus parámetros principales se resumen en la Tabla 5-3.



Figura 5-9 Vista de las pletinas a macizar por coqueras en el trasdós.



Figura 5-10 Detalle de apertura lateral mediante lanza manual, en zona densamente armada.



Figura 5-11 Detalle lateral e inferior de los trabajos de saneo realizados, en zona de muy alta densidad de armado.

Tabla 5-3 Parámetros relevantes de la aplicación.

Obra	Puente de nueva construcción
Objeto	Saneo de trasdós de chapa 20mm
Año construcción	2019
Hormigón	C35/40
Motivación	Macizado de huecos en pletinas con conectadores, dispuestas para conexión de nariz metálica a dovelas en puente empujado.
Área total	15 m ²
Espesor medio	7 cm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	3000
Caudal	21 l/min
Rendimiento	2 m ² /8h

Refuerzo de pantallas con introducción de nuevo armado longitudinal

Otro ejemplo de uso de hidrodemolición con lanza manual, aunque operado de forma automática es esta obra de refuerzo en pantallas: apertura de rozas para introducir nuevo armado requerido. Esta técnica está en desuso por la creciente industrialización de los robots, aunque en aplicaciones particulares puede ser válida. La lanza manual se adapta a un brazo telescópico de excavadora, y esta es operada remotamente por un operario. En la Figura 5-12 se muestra la secuencia de apertura de rozas en pantalla por batches. Posteriormente se procede al rearmado y proyección de mortero u hormigón de relleno. Las características de esta aplicación se pueden ver en la Tabla 5-4.



Figura 5-12 Adaptación de lanza a equipo neumático

Tabla 5-4 Parámetros relevantes de la aplicación.

Objeto	Saneo de muro pantalla para su rearmado vertical
Año construcción	2010
Hormigón	C35/40
Motivación	Apertura de alveolos longitudinales por bataches para su posterior rearmado y hormigonado (sin retracción).
Área total	25 m ²
Espesor medio	120 mm ²
Tipología	Manual
Presión de trabajo	3000
Caudal	21 l/min
Rendimiento	8 m ² /8h

5.4.3 Equipos automáticos

En este apartado se recogen referencias dónde el movimiento del cabezal se automatiza, pudiéndose programar parámetros de movimiento para optimizar su avance.

Refuerzo de clave de túnel con inserción de barras de armado

Este primer ejemplo ilustra como ante la falta de equipos robotizados, las empresas especialistas ya adaptaban de forma artesanal útiles para mejorar rendimientos y seguridad. El utillaje se realiza en 2006 (Azul Construcción) para abrir rozas en clave de túnel para su refuerzo (error de diseño). Para ello se diseña un carro con cremallera para movilizar el cabezal adaptado sobre una plataforma elevadora (Figura 5-13). En estas versiones iniciales, la boquilla no disponía de movimientos adicionales (rotación o inclinación) lo que requería de mayores pasadas para retirar el hueco requerido. Tras la apertura de la roza se inserta armado longitudinal y cercos, proyectándose un mortero tixotrópico para su macizado. La Tabla 5-5 resume los principales parámetros de esta actuación.



Figura 5-13 Equipo fabricado específicamente para este uso. Cabezal rígido sin movimiento.

Tabla 5-5 Parámetros relevantes de la inspección.

Obra	Arco prefabricado en falso túnel línea alta velocidad
Año construcción	2005
Hormigón	C30/35
Motivación	Inserción de barras de acero corrugado y cercos para reforzar clave de falso túnel.
Área total	120 m ²
Espesor medio	80 mm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	3000 bar
Caudal	25l/min
Rendimiento	5 m ² /8h

Demostración de prueba de equipos de última generación (2021)

El ejemplo siguiente ilustra la gama de robots “trepantes” que se desplazan sobre sistemas tubulares. Estos equipos son muy ligeros y con capacidad de desplazamiento en dos dimensiones y movimientos de boquilla para optimizar la demolición. Debido a su reciente desarrollo, en la Tabla 5-6 se incluye los resultados obtenidos durante demostración del equipo en las instalaciones del fabricante (AQUAJET). En la Figura 5-14 se muestra el equipo compuesto de motores hidráulicos con rodillos de goma para movimiento de la guía. A su vez el cabezal se moviliza sobre la cremallera de la guía, incluyendo un cabezal oscilante con una pequeña pantalla de goma para contener eventuales proyecciones.



Figura 5-14 Prototipos de robot trepante en instalación fabricante de los equipos.

Tabla 5-6 Parámetros relevantes de la inspección.

Obra	Demostración de equipos (AQUAJET)
Equipo	Aquajet Ergo Climber
Hormigón	C30/35
Motivación	Demolición de recubrimiento en muro de muestra
Área total	4 m ²
Espesor medio	40 mm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	3000 bar
Caudal	25l/min
Rendimiento	30-35 m ² /8h

Apertura de junta de dilatación en viaducto mediante robot Aquajet.

El último ejemplo corresponde a un equipo habitual para apertura de juntas en viaductos. También se usa para reconectar nuevos pretiles para contención de impactos en el tablero.. La obra citada tenía como objetivo principal rearmar las zonas de juntas (Figura 5-15) con un déficit en el proyecto original e instalar nuevas juntas modulares para absorber los movimientos térmicos. La Tabla 5-7 recoge los principales parámetros.



Figura 5-15 Apertura y rearmado de junta de dilatación puente de vigas

Tabla 5-7 Parámetros relevantes de la aplicación.

Obra	Demostración de equipos (AQUAJET)
Equipo	Aquajet Aqua Cutter
Hormigón	C25/30
Motivación	Demolición de junta de hormigón en viaducto para rearmar junta de dilatación.
Área total	440 m ²
Espesor medio	120 mm
Tipología	Manual
Presión de trabajo	1000 bar
Caudal	200 l/min
Rendimiento	1.8 m ³ /8h

5.4.4 Resumen y conclusiones

Por motivos profesionales, las obras anteriormente descritas se han supervisado personalmente, validando los parámetros citados. En base a lo observado, se concluye que la técnica de demolición con agua es viable, comprobándose las ventajas ya descritas: criterio selectivo en hormigón dañado, no afectación del armado y obtención de soportes sanos y sólidos.

Los valores de rendimiento obtenidos se pueden resumir en:

- 5m²/8h con lanza manual (60mm espesor, 21l/min caudal y 3000 bar presión)
- 10-15 m²/8h con robot trepante (60mm espesor, 21l/min caudal y 3000 bar presión)
- 1.2-1.5 m³/8h para robot automotriz (orugas) trabajando en cualquier espesor, 250l/min y 1000 bar presión.

Las dos primeras opciones se realizan a alta presión y bajo caudal, y de esta forma la fuerza de reacción puede compensarse con mayor facilidad: con la fuerza del operario (con ayudas parciales, o guías) o robots sobre sistemas tubulares. Esta demolición genera cortes muy definidos, pero a su vez pierde selectividad y no elimina planos débiles y zonas con corrosión avanzada. Esta técnica también se conoce como hidro-fresa.

El consumo medio de gasoil de estos equipos es de 120-150l/8h, considerando una carga de trabajo del 60-70% para la lanza manual (descanso del operario) y del 85% para el robot (cambios de posición). El consumo de agua por jornada de estos equipos es de 5-7m³.

El robot automotriz dobla los rendimientos al movilizar altos caudales trabajando a una presión de trabajo menor. Las reacciones deben ser soportadas por el peso del robot, o en el caso de disponer de cerchas prolongadoras, mediante anclajes secundarios. Para estos equipos deben preverse en la fase de diseño las acciones resultantes de su peso, y de la reacción e impacto de la acción del agua. Los fabricantes disponen de aplicaciones para calcular estos parámetros de forma específica para cada equipo. El consumo medio de gasoil para los robots grandes supera los 400l/8h, considerando una carga de trabajo del 80%, considerando los cambios de posición. El consumo de agua por jornada de estos equipos es de 70-80 m³.

Para el refuerzo investigado, los equipos más adecuados son los automáticos y que pueden anclarse sobre el elemento a demoler. A pesar de aportar menores rendimientos que los robots grandes, los equipos trepantes son más flexibles y versátiles y facilitan la demolición por varios frentes. El disponer del cabezal móvil en varios ejes mejora la zona de sombra que provoca el armado. Estos equipos móviles se pueden instalar tanto sobre la semisección izada como sobre estructuras secundarias que se desplacen por el puente. Estos equipos

auxiliares, eventualmente con brazos neumáticos, mejoraran los rendimientos y los rangos de trabajo (a gran altura y bajo agua). Estos equipos trepantes trabajan a presiones más elevadas y menor caudal, y aunque pierden “selectividad” en la demolición de zonas débiles, si permiten cajear y realizar cortes perimetrales muy definidos en el hormigón.

Los robots autopropulsados se diseñan originalmente para trabajar en cara superior de tablero, y muros; pero no en paramentos bajo tablero. Para trabajar en cota negativa debe disponerse brazos telescópicos o plataformas auxiliares. Hay una tendencia a independizar el carro y la boquilla de demolición, del equipo. Para ello se usan cerchas secundarias móviles. Técnicamente estos desarrollos están resueltos, aunque económicamente al ser prototipos son viables para obras de grandes volúmenes o de muy difícil acceso (nuclear, cortes de tráfico, etc.). En la Figura 5-16 se muestra un robot autoportante con mástil de prolongación para el carro, con capacidad de control numérico para realización de demolición en planta y espesor.

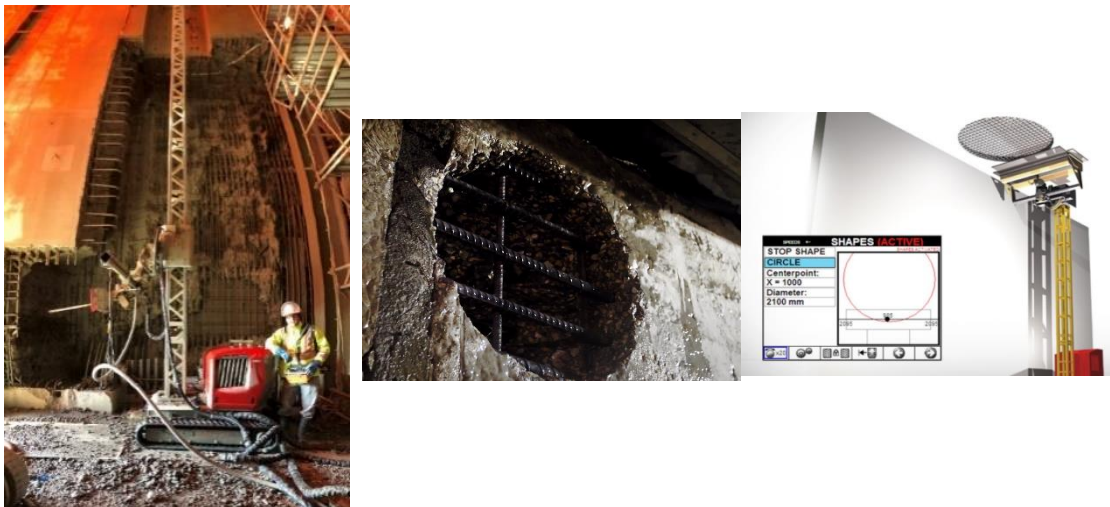


Figura 5-16 Programación CNC del cabezal en robot (Aquajet)

Respecto al consumo de agua, se ve la necesidad de implementar las unidades de filtrado y reciclaje in situ, al ser muy elevados: alcanzándose ratios 1:60 de m³ hormigón demolido a agua usada. Este tratamiento contiene verter al medio agua con un elevado pH, que según la normativa vigente puede no ser aceptable.

5.5 Interfase de adherencia

5.5.1 Objetivos particulares

Tras comprobar que la técnica de hidrodemolición permite demoler de forma precisa y selectiva el hormigón, sin afectación al acero, hay que validar las propiedades de adherencia del paramento resultante.

Primeramente, se recogen ensayos de tracción pura extrayendo testigos sobre un hormigón en obra (Figura 5-17). Estos ensayos se realizan comparativamente con métodos tradicionales (picado y puente de unión). Los buenos resultados obtenidos (ver 5.5.2), realizados por la empresa AZUL CONSTRUCCIÓN dan pie a seguir investigando en la técnica de refuerzo desarrollada.

Observando la buena adherencia a tracción directa, se sigue ensayando la adhesión a rasante. La segunda fase se ensaya con una adaptación de la probeta propuesta para validar conectores a rasante, descrita en el anejo B del Eurocódigo 4. Se ensayan 3 probetas según la Figura 5-18, realizando una demolición previa para ubicar los conectores, inyectándose a

posteriori con mortero, con objeto de someter al mortero de relleno y a las superficies de contacto a esfuerzos rasante.



Figura 5-17 Ensayos a tracción pura.

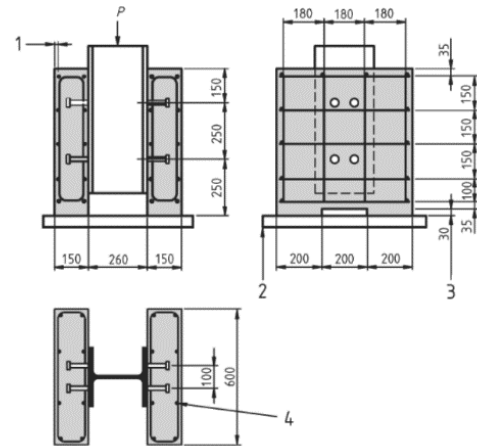


Figura 5-18 Anejo B EC4

5.5.2 Ensayo a tracción pura

La importancia de la adherencia entre hormigón viejo y la interfase de mortero aportada es muy importante para transmitir los esfuerzos entre la sección nueva y la viga original. De forma complementaria a la parte estructural, la no existencia de discontinuidades garantiza la compacidad y durabilidad de los trabajos de reparación. La existencia de juntas frías representa un punto de entrada a los agentes agresivos que pueden dañar el refuerzo realizado.

Los ensayos llevados a cabo se engloban, como trabajos previos de investigación, dentro de un contrato de reparación de una fábrica de cemento (silos). Las muestras se realizan sobre un muro de hormigón armado, construido en los años 80, y con una resistencia característica en proyecto de 25MPa.

5.5.3 Preparación de las probetas y método de ensayo

El tipo de ensayo y las variantes de productos utilizados se incluyen en el anejo B. Se definen distintos procedimientos habituales de reparación con picado y tratamiento del soporte con agua a presión. A continuación se extraen testigos y se ensayan a tracción pura con gato calibrado (Figura 5-19).



Figura 5-19 Ensayos a tracción pura (a) probeta con hormigón soporte y mortero (b) gato de extracción (c) probeta ensayada

5.5.4 Resultados y conclusiones

De la totalidad de ensayos realizados cuyos resultados se encuentran en el anejo B, se puede deducir que la mejor adherencia se alcanza para las probetas tratadas con hidrodemolición.

Las tracciones alcanzadas corresponden al hormigón soporte (1.8-2MPa) y no se dan roturas en las interfaces entre materiales.

De los valores obtenidos se aprecia la baja resistencia a tracción conseguida en los procedimientos con tratamiento mecánico del soporte (repicado). Para este tratamiento del soporte no se aprecia mejora en aquellos casos dónde se usa un puente de unión (ni sintético ni cementoso). Se concluye que el modo de fallo lo produce la fisuración del tratamiento del soporte, agravado por una alta densidad de armado (silo). Este armado requiere una alta energía de picado para liberar el hormigón circundante a las barras.

Se concluye que la hidrodemolición proporciona valores adherentes superiores a la cohesión del hormigón soporte, sin necesidad de empleo de puentes o adhesivos de unión.

Este resultado favorable permite seguir avanzando en el desarrollo de la técnica de conexión mediante conectadores.

5.5.5 Ensayo Push-out en sección mixta

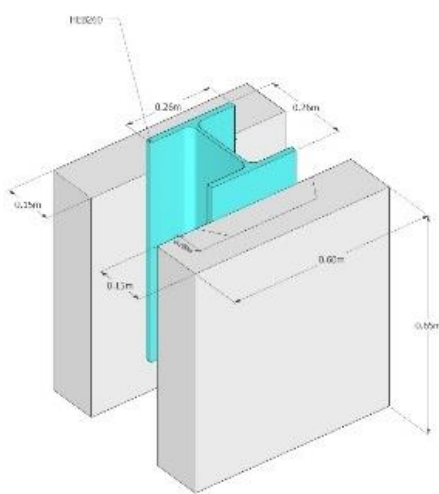


Figura 5-20 Esquema y probeta a punto de ensayar.

Con la hipótesis de perfecta adherencia a tracción pura, se busca probar la interfase a esfuerzos localizados mayores, por ser habituales cuando se emplean conectores. Para ello, se diseña una probeta modificada (Figura 5-20), partiendo del ensayo de push-out definido en EC4.

La nueva probeta incluye una zona post-instalada: demolición parcial con lanza manual con hidrodemolición y posterior restitución con el mortero ensayado. Tras el endurecimiento se ensaya en laboratorio a carga centrada.

El ensayo se realiza a los 14 días tras el macizado con mortero, alcanzando en ficha técnica una resistencia $f_{ck} > 60\text{MPa}$. Este ensayo puede realizarse a distintas edades del mortero y temperaturas, de precisarse una rápida entrada en carga del refuerzo.

5.5.6 Modificación de la probeta normalizada

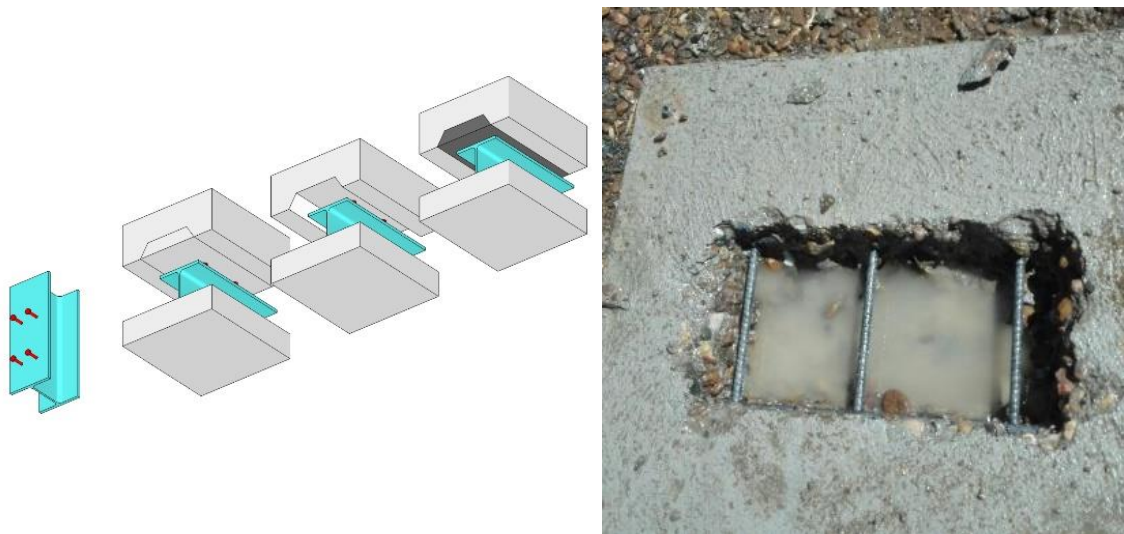


Figura 5-21 Vista del procedimiento y de la apertura del hueco con hidrodemolición.

Se fabrican 2 series de probetas con idéntica configuración: una serie se destina a pruebas para la hidrodemolición y otra serie se ensaya a rotura. Las probetas se fabrican respetando en lo posible lo indicado en el apartado B.2.3. de Anejo B EC4.

La apertura con hidrodemolición tiene dimensiones 200mm x 400mm x 100mm de ancho, altura y profundidad respectivamente (Figura 5-21). El hueco tiene dimensiones suficientes para insertar el grupo de 4 conectadores soldados incluyendo las holguras requeridas por el mortero. Las caras del hueco se disponen con un ángulo a 45º para facilitar el desaireado del mortero.

Debido a las pequeñas dimensiones de la losa a demoler no se puede usar un equipo robotizado y se opta por el uso de lanza manual. Para delimitar la zona a tratar se usan plantillas metálicas superpuestas. El trabajo lo realiza personal especializado, demostrando la precisión del trabajo y la no rotura de la pieza. El espesor resultante de la probeta es de 100mm y no se aprecian fisuras ni desconches.

El procedimiento constructivo se expone en las Figura 5-22 y Figura 5-23, simulando una ubicación sobrecabeza.

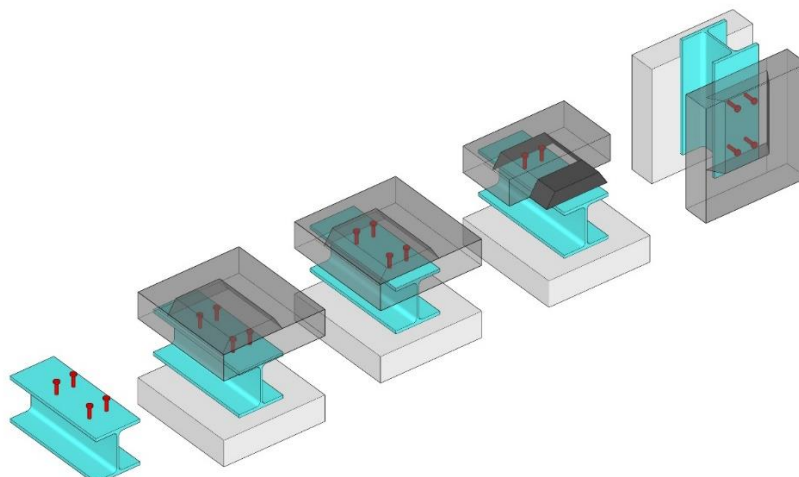


Figura 5-22 Procedimiento constructivo del ensayo de push-out.



Figura 5-23 Vista de la fabricación incluyendo el ferrallado (a), el hormigonado (b) y la demolición con plantilla metálica (c).

5.5.7 Conectores soldados

Las características mecánicas de los conectores utilizados se pueden ver en la Tabla 5-8 y su forma geométrica en la Figura 5-24:

Tabla 5-8 Propiedades mecánicas de los conectores.

Acero	f_u (MPa)	f_u (MPa)	A_5	Composición	Características Resistentes
S235J2G3 +C450	450	350	15%	ETA-03/0039	EN 10025:2005

Las prestaciones resistentes del hormigón (mortero) mínimas se indican en en la Tabla 5-9 correspondiente al lote de producción. El mortero se dosifica con 15 kg/m³ de fibra de PVA en masa, aunque su aportación no se considera relevante para este ensayo, al ensayarse sólo la adherencia.

El soldeo sigue las normas *UNE-EN ISO 14555:2008 Soldeo. Soldeo al arco de espárragos de materiales metálicos (ISO 14555:2006)*.

Tabla 5-9 Propiedades resistentes del mortero.

Productos para construcción: Mortero CC para la reparación no estructural del hormigón.			
Uso previsto: En edificaciones y en obras de ingeniería civil.			
Características de las prestaciones	Método de ensayo	Requisitos	Valores
Resistencia a la compresión	EN 12190	Clase R4	64 MPa
Módulo de elasticidad	EN 13412	≥ 20 GPa	30 Gpa
Retracción / expansión controlada	EN 12617-4	≥ 2,0 MPa	Expansión 1,155± 0,124 Mpa Retracción 1,280± 0,161 MPa
Contenido en cloruros	EN 1015-17	≤ 0,05 %	0,01%
Adherencia por tracción directa	EN 1542	≥ 2,0 MPa	3,00 MPa

Para estimar la capacidad nominal de los conectores se usa la formulación de EC4 para conectores soldados, definido por el mínimo de los siguientes cortantes últimos:

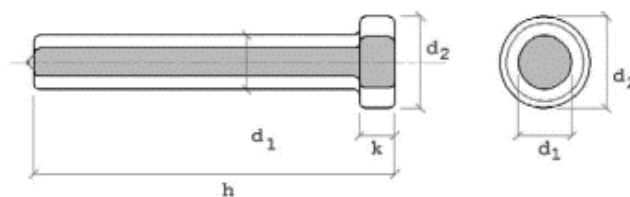


Figura 5.24 Conector ensayado tornillo DIN 931

$$P_{rk1} = 0.8 * f_u \pi * \frac{d^2}{4} \tag{Ecuación 5-1}$$

$$P_{rk2} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} \tag{Ecuación 5-2}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad \text{Siendo } h \text{ la longitud del conector, y } d \text{ el diámetro del vástago} \tag{Ecuación 5-3}$$

$$\alpha = 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \quad \text{si } \frac{h}{d} \leq 4 \tag{Ecuación 5-4}$$

En la Tabla 5-10 se define la geometría de los conectadores y la resistencia unitaria según EC4.

Tabla 5-10 Cálculo de la capacidad resistente de los conectores.

d ₁	d ₂ (MPa)	h (mm)	k (mm)	P _{rk1} (kN)	α	P _{rk2} (kN)	P _{rkt} (kN)
22	32	85	10	136.8	0.97	192.9	136.8

Con la formulación anterior se estima una carga última por conector de 137kN, y en gato actuante de 1095kN (8 conectadores).

5.5.8 Ensayo

El ensayo se realiza siguiendo lo indicado en anejo B de EC4, a excepción del ensayo a fatiga, llevándose a rotura con carga centrada y lectura del desplazamiento relativo entre el perfil y las losas de hormigón. No se disponen tirantes transversales que arriostren las tracciones horizontales (flechas en rojo en la Figura 5-24) en los conectores inferiores, por obtenerse resultados del lado de la seguridad.

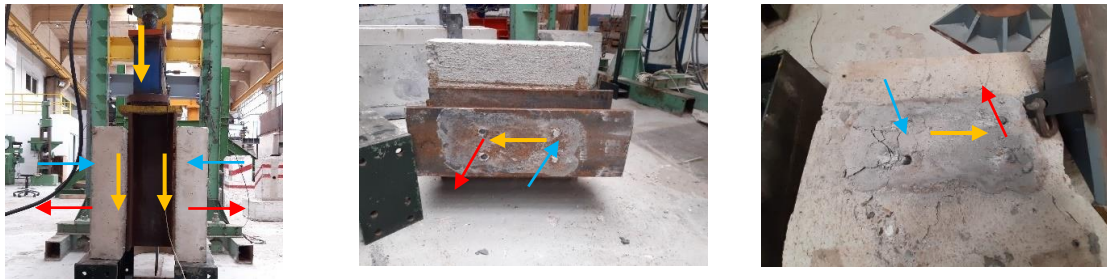


Figura 5-24 Vista general de la probeta (a), de la interfase metálica tras la rotura (b) y del hormigón y mortero (c). En color rojo se indican las tracciones y las compresiones en azul, fruto de la excentricidad del rasante.

5.5.9 Resultados

En la Tabla 5-11 se resumen los valores obtenidos, indicándose la carga máxima, los desplazamientos y el modo de rotura (Figura 5-25).

Tabla 5-11 Resultados obtenidos.

	Carga (KN)	máxima	Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	Modo de rotura
Probeta 1	1.025		11,58	Conectores

Probeta 2	1.174	10,94	Conectores
Probeta 3	825*	7,90*	Fallo perfil auxiliar

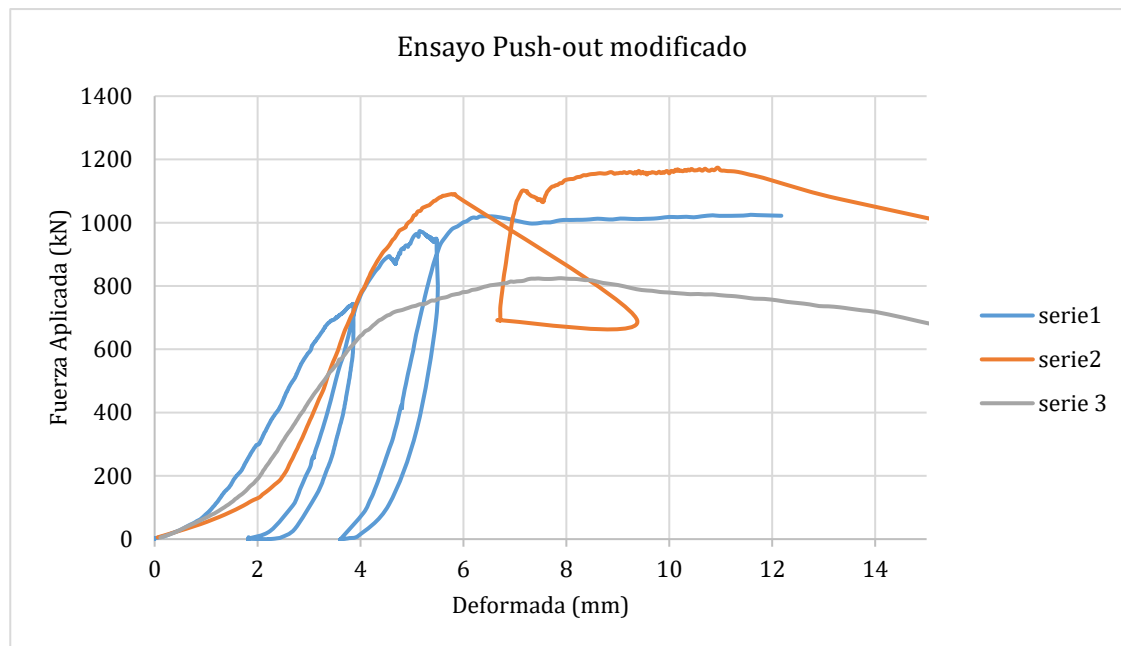


Figura 5-25 Resultados de push-out con la probeta modificada con hidrodemolición.

Los resultados se ajustan a la carga máxima prevista (Figura 5-26 y Figura 5-27), a excepción de la probeta 3 debido a un fallo local del perfil metálico auxiliar de entrada, en carga del gato (Figura 5-28). En ninguna de las muestras la adhesión del mortero con la probeta original origina el fallo, validándose de esta forma la hipótesis de perfecta adherencia.



Figura 5-26 Conector a cortante y tracción, con fallo por soldadura.



Figura 5-27 Conector a cortante y compresión, con fallo por rotura en el vástago.



Figura 5-28 Agotamiento del perfil auxiliar del gato (fallo prematuro).

El modo de rotura y la carga última corresponde con la resistencia de agotamiento de los conectores. Los valores corresponden a lo estimado en la Tabla 5-10, con un rango dúctil y elongación. No se aprecian fallos por despegue en ninguna de las probetas.

Ambos ensayos de adherencia validan la hipótesis de perfecta adherencia entre hormigón existente y mortero instalado a posteriori. En base a los resultados obtenidos el fallo de la interfase lo limita la cohesión del hormigón existente (en general de menor calidad que el mortero de inyección, aunque no forzosamente).

5.6 Mortero de interfase

Una vez comprobado que el tratamiento de la superficie con hidrodemolición es óptimo, por garantizar un soporte limpio y sano, con la rugosidad adecuada lo cual proporciona una perfecta adherencia entre el hormigón viejo y el mortero, se procede a caracterizar las prestaciones del mortero de interfase cuando se le incorporan fibras. El punto de partida en la caracterización del mortero, son las prestaciones mínimas declaradas del producto.

Incorporación de fibras

En los siguientes apartados se expone la caracterización realizada al mortero para determinar el comportamiento post-rotura, al incorporar fibra estructural polimérica (PVA) o bien metálica en la masa del mortero. El cosido de las fibras posterior a la fisuración de la matriz de mortero incrementa la ductilidad, manteniendo tensiones equivalentes para anchos de fisura de hasta 2.5 mm. Con ello se pretende aumentar la ductilidad en el posible modo de rotura por el mortero de unión.

En la preparación de las muestras se contempla el empleo de fibra de distinta naturaleza, que a su vez modifican de forma distinta el comportamiento post-rotura (en distintos rangos de deformación). Gracias a ensayos previos recopilados de laboratorio, con hormigones patrón se elige una fibra (meso-fibra) de PVA dosificada en un rango bajo, para garantizar la compatibilidad con el mortero comercial empleado.

A nivel constructivo es necesario comprobar la validez de puesta en obra mediante inyección, y que se mantiene la fluidez necesaria sin segregación.

5.6.1 Objetivos particulares

Los siguientes ensayos tiene por objeto obtener los valores residuales post-rotura de probetas de mortero al incorporarle fibra estructural polimérica (PVA) y fibra metálica de altas prestaciones. El objeto de incorporar fibra a la matriz de mortero es incrementar la ductilidad de los modos de rotura de los anclajes a rasante-tracción. Aunque las fibras contribuyen en la respuesta a flexión de las vigas, su aportación puede despreciarse (<1%). La mayor contribución será la ductilidad en los modos de fallo de los conectores, evitando la fracturación del recubrimiento y garantizando, para anchos de fisura relevantes (2.5mm), tensiones a tracción iguales a las de la matriz sin fisurar.

En este trabajo no se usaran las ecuaciones constitutivas descritas en los códigos, al ser el comportamiento crítico el de los anclajes. Debido a la complejidad de los modos de rotura de los anclajes, se descarta poder implementar las ecuaciones post-rotura de la fibra en ellos. La adición de fibras modifica las geometrías de rotura y en especial invalida algún modo de fallo como tal, provocando una transición entre varios de ellos.

Por limitaciones en el alcance de esta investigación, la contribución de las fibras se limitará a un comportamiento crítico en la post-rotura. Eso es igualar la tensión a flexión de la matriz con la fibras, para un apertura de fisura de hasta 2.5mm (f_{r3}).

De esta forma simplificada, se tiene la certeza, que sin modificar lo resistido por las fórmulas que describen los modos de fallo que dependen del hormigón (arrancamiento de cono a tracción y "pry-out" a cortante) se dispone de una ductilidad adicional. En la práctica esto garantiza una redundancia en la capacidad de los anclajes. Ante el fallo del conector más solicitado arrancando hormigón, se produce una abertura de fisura, que permite redistribuir los empujes a los conectores colindantes.

Por ser un fenómeno complejo, pues interacciona la respuesta de la viga original (sin fibras) y la rigidez y tracción en la semisección, se descarta usar mezclas con respuesta en post-fisura con endurecimiento. El uso de VHPC / UHPC en la interfase, mejoraría su respuesta, pero la complejidad del análisis (debido a la influencia de la geometría: bordes, distancia entre anclajes, espesor elemento) no puede atenderse.

Para iniciar una metodología, sí se calibra un modelo FEM con el software CIVILFEM, con el apoyo de INGENIERIA. Inicialmente el modelo se ajusta al ensayo de caracterización del mortero con fibras (ensayado conjuntamente con la UdG). Con el ensayo virtual calibrado, se modela una probeta idéntica a la del ensayo (ensayo unitario). El modelo converge pero necesita de una campaña adicional de ensayos, ajustar las condiciones de contorno: rozamientos y efectos de borde en la bancada.

El poder disponer de ensayos virtuales facilita el estudio paramétrico de la respuesta de anclajes con cabeza en hormigón con fibras. Dichos modelos plásticos, pueden compatibilizar el modo de fallo de la viga con la respuesta de cada anclaje. De idéntica forma en el modelo de viga (Apartado 5.8.10) se incluye una interfase de mortero fibro-reforzado en conexión con los anclajes (sin cabeza, rectos).

5.6.2 Fibra estructural ensayada

Estos ensayos se extraen de una campaña experimental de calibración de distintos métodos de ensayo de FRC, dónde se ha colaborado profesionalmente en el desarrollo de un proyecto fin de master en la Universitat de Girona (Ruben Masquelin;2018).

En la Tabla 5-12 se reseñan las prestaciones de las fibras ensayadas, obtenidas de la ficha técnica del fabricante.

Tabla 5-12 Prestaciones de fibra polimérica y metálica ensayada.

Material	PVA (Polyvinyl Alcohol) MasterFiber 400	Fibra metálica MasterFiber 482
Diámetro equivalente	0,20 mm	0,20 mm
Longitud	18 mm	13 mm
Tensión de rotura	750 MPa	>3100 MPa
Elongación de rotura	6 - 12 %	
Módulo elástico	7100 MPa	190000 MPa
Dosificación habitual	15-45 kg/m ³	10-100* kg/m³
		* UHPC



Figura 5-29 Fibra de PVA

Figura 5-30 Fibra metálica

Ambas fibras (Figura 5-29 y Figura 5-30) se usan para elementos prefabricados (láminas, tanques, paneles, etc.). Al ser fibras cortas permiten una dosificación elevada, alcanzándose comportamientos post-fisuración de endurecimiento, con una reducción del ancho de fisura y elevada ductilidad.

El trabajo de caracterización de las fibras forma parte de una investigación que compara distintos métodos de ensayo de hormigón fibro-reforzado: Ensayo a flexión a 3 puntos, a 4 puntos y de doble punzonamiento (ensayo Barcelona).

5.6.3 Ensayo de 3 puntos EN 14651:2005

La contribución de las fibras tiene por objeto garantizar un valor post-rotura a tracción. Esta ductilidad se prevé positiva para los modos de fallos esperados en los conectores (con fallo por hormigón colindante). El método escogido para caracterizar la ductilidad es el descrito en la norma EN 14651. El ensayo consiste en obtener la relación carga-apertura fisura (o flecha) para una probeta de dimensiones 150x150x600mm. Dicha probeta se apoyada en extremos y se aplica una carga centrada (zona dónde se realiza una entalla). Durante el ensayo se extraen los valores (y tensiones) para apertura de fisura de 0.5, 1.5 y 2.5 mm (correspondiendo a valores residuales f_{R1} , f_{R2} y f_{R3} respectivamente).

Estos valores típicamente se usan para definir las ecuaciones constitutivas a tracción del hormigón fibro-reforzado (a flexión y también a cortante) (EHE, 2008).

En la Figura 5-31 se grafía las dimensiones del elemento y la configuración del ensayo. También se indica en la Figura 5-32 los valores relevantes de una curva tensión-deformación habitual.

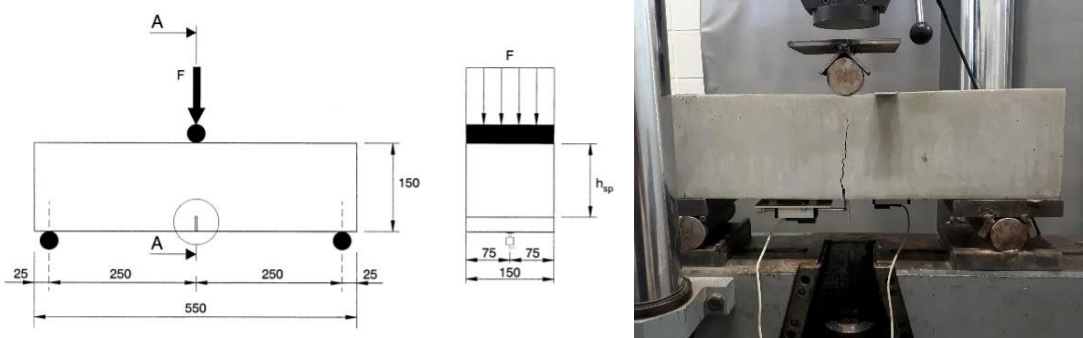


Figura 5-31 Ensayo post-rotura viga 3 puntos normalizado

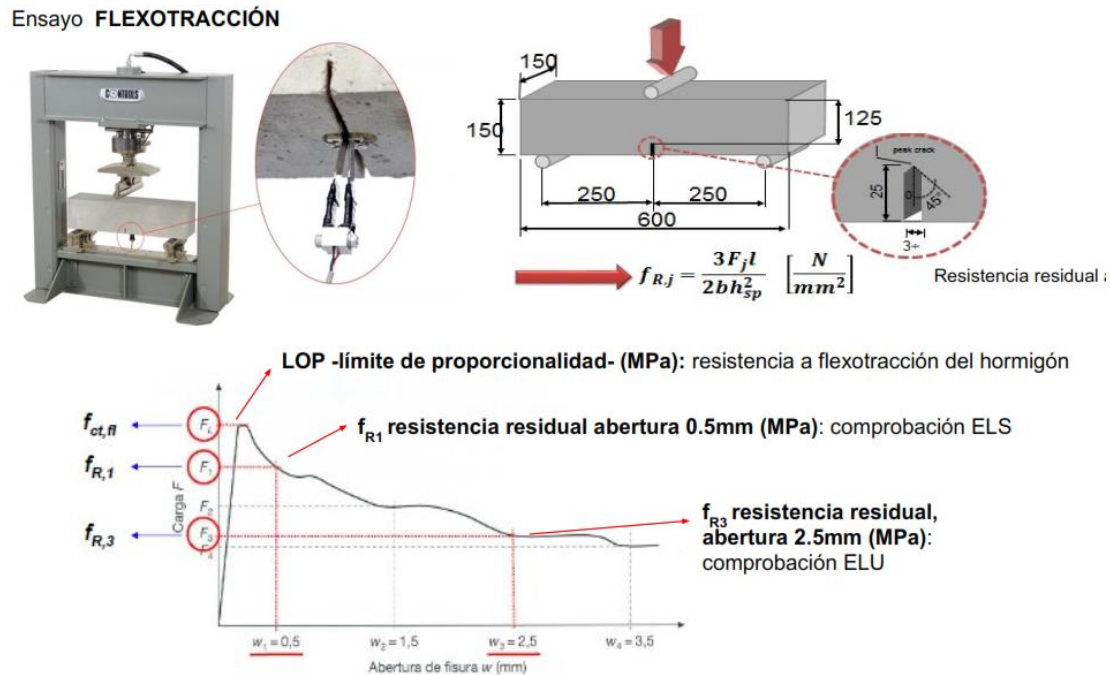


Figura 5-32 Valores post-rotura extraídos del ensayo de 3 puntos normalizado.

5.6.4 Fabricación de las probetas.

Las probetas se fabrican según lo indicado en la norma EN 14651 (encofrado y corte de la entalla en centro de vano) tal como se muestra en la Figura 5-33:



Figura 5-33 Preparación de las probetas

Las probetas se han preparado con dos tipos de mortero de BASF: F (MasterEmaco T120) y S (MasterEmaco S5450 PG). La diferencia radica en la velocidad de endurecimiento. Por razones constructivas la versión rápida no permite la inyección con los sistemas de bombeo previstos y por ello no se incluye en los resultados siguientes.

5.6.5 Resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos para cada tipo de fibra se recogen en la Tabla 5-13 así como los gráficos de las curvas fuerza-apertura de fisura para los morteros tipo S (MasterEmaco S5450PG) y fibra polimérica (PVA). Las Figura 5-34 y Figura 5-35 muestran algunas de las curvas carga-anchura de fisura obtenidas en el ensayo.

Tabla 5-13 Valores residuales para fibra polimérica y metálica

Viga	Mortero	Fibra	F_L [N]	$f_{ct,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,2}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]
1FS	MET1200	Acero	15610	3,85	1,92	1,68	1,39
2FS	MET1200	Acero	16200	4,00	2,86	2,53	0,82
3FP	MET1200	PVA	18260	4,51	4,55	2,83	0,35
4FP	MET1200	PVA	18260	4,51	4,52	3,27	0,49
5 SP	ME5450	PVA	12390	3,06	3,76	3,87	[-]
6 SP	ME5450	PVA	10430	2,58	2,38	2,44	1,47
7SS	ME5450*	Acero	-	-	-	-	-
8 SS	ME5450	ACERO	12750	3,15	2,50	1,92	1,61

*fallo en la lectura de desplazamientos

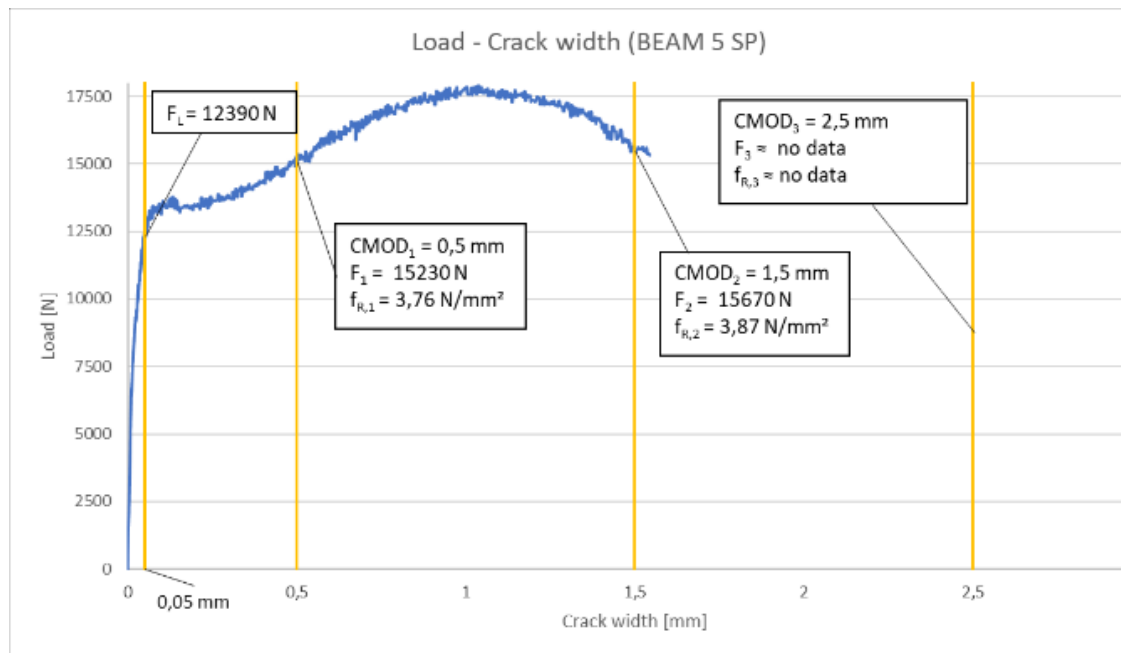


Figura 5-34 Ensayo post-rotura de la viga#5 SP

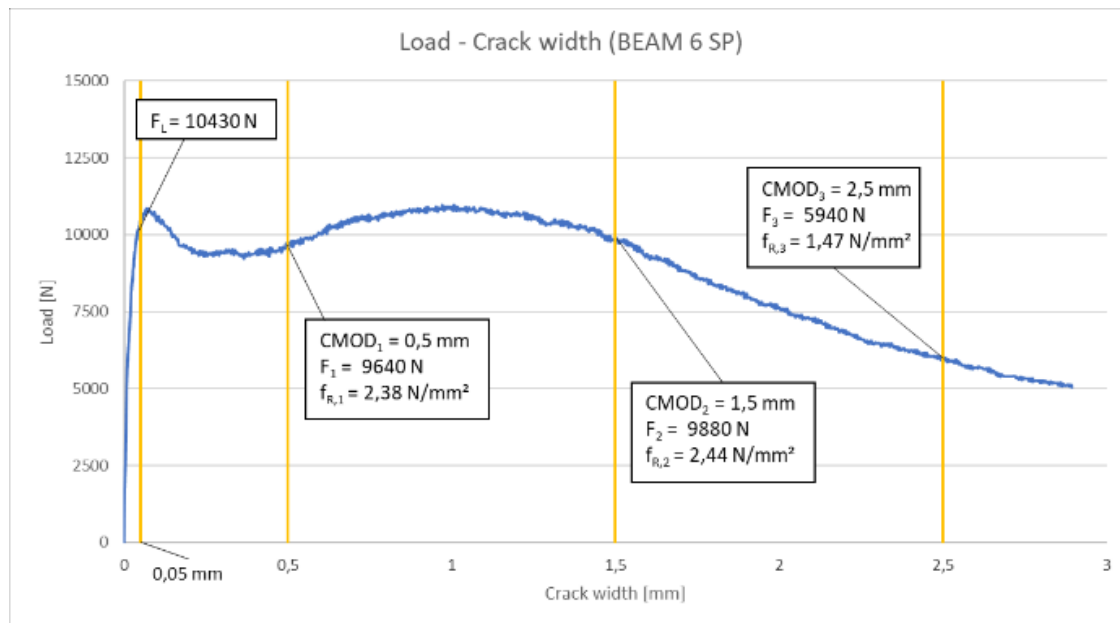


Figura 5-35 Ensayo post-rotura de la viga #6 SP

Los valores obtenidos corresponden a la dosificación en el rango bajo (15kg/m^3) para ambos tipos de fibra. Comparativamente, la respuesta de la fibra de PVA es mejor a la metálica, debido a su mejor adherencia a la matriz y mayor longitud. La fibra metálica, para un diámetro equivalente similar requiere un mortero de mejores prestaciones para dar mayores valores post-fisura de la matriz.

Debido a la rigidez de la fibra polimérica escogida los valores residuales se agotan para aperturas de fisura de 2mm.

La mezcla de mortero normalizado de reparación no permite incrementar el contenido de fibras, por su poca trabajabilidad. Asumiendo que se alcanzan valores de $f_{r,1}$ ligeramente superiores a los de la matriz se da por válida la mezcla de mortero tipo SP (PVA).

El disponer de un valor de tracción equivalente al de la matriz para una apertura de fisura de hasta 1 mm mejorará la respuesta final del refuerzo, otorgando ductilidad y evitando un fallo secuencial de los conectores.

5.7 Conectores

Los conectores son una pieza clave en la tecnología del refuerzo propuesto, al ser los encargados de transferir el rasante entre la estructura original y la nueva semisección. Como se ha discutido en el capítulo 3.2 se eligen tornillos roscados DIN931 como conectores con cabeza y con las características que se recogen en las Figura 5-36 y Figura 5-37. Éstos se embeben en el macizo de hormigón, previo roscado en la chapa, y se anclan con tuercas. Se propone que los tornillos se rosquen a la chapa para eliminar holguras con el tornillo, limitando los deslizamientos en servicio y a la vez el fallo local del tornillo.

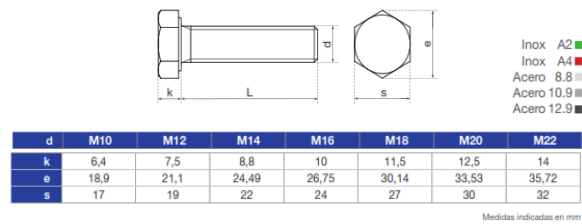
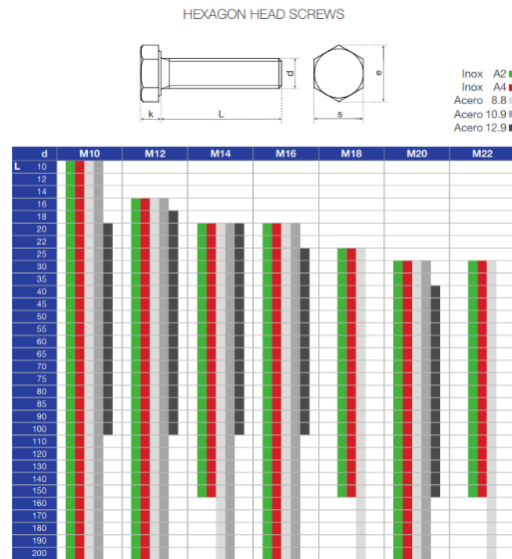


Figura 5-36 Disponibilidad de tornillos roscados DIN 931 para cada métrica y material. Figura 5-37 Geometría de la cabeza para el diseño de su contribución en rotura.

La respuesta estructural de un anclaje depende de los materiales (calidad acero y del hormigón circundante), de su forma (esbeltez, con cabeza, etc.), y de su posición relativa entre ellos y a bordes libres.

Para los modos de fallo que dependen del hormigón, puede influir el espesor de la chapa base y su rigidez, al controlar el empotramiento del conector. A mayor espesor de chapa o rigidizadores, mayor restricción del giro y rigidez del conector. En secciones mixtas convencionales conformadas por perfiles laminados y losas a compresión, los espesores de las alas de los perfiles en general son importantes.

En el refuerzo planteado la sección se genera por soldadura de chapas y éstas pueden ser de dimensiones mínimas. Por este motivo es importante averiguar relaciones mínimas entre espesor de chapa y diámetro de tornillo.

5.7.1 Objetivos particulares de la campaña

El objetivo de los ensayos es estimar la respuesta a cortante y tensión de conectores con cabeza (tornillos roscados) insertados en hormigón o mortero. Esta campaña experimental se diseñó antes de la reciente publicación del Eurocódigo 2-4 (CEN, 2018). La nueva norma ya permite diseñar este tipo de conectores, a tracción, cortante y combinación de ambos. Como se ha expuesto en la formulación existente deben comprobarse varios modos de fallo (bien por agotamiento del acero o del hormigón). Teniendo en cuenta que los modos de fallo son frágiles cuando hay arrancamiento de hormigón, se decide incorporar fibras en masa en el mortero para dotar de una respuesta dúctil incluso en este modo de fallo. El marco normativo de anclajes no considera el efecto favorable de las fibras incorporadas al mortero. Además de validar las fuerzas máximas es interesante evaluar la deformada del conjunto (verificando la ductilidad de dicho anclaje), y comprobar que no se producen deslizamientos. Para evitar la holgura entre el tornillo y la chapa base, esta última se rosca en todo su espesor. Para determinar la capacidad de dicha rosca se ensayan conectores sin tuercas.

En esta campaña de ensayos se diseña una bancada cerrada de perfilera metálica para simplificar los ensayos a rasante. Mediante la acción de un gato unitario se puede validar varios conectores: variando la esbeltez, espesor de chapa base, con tracciones concomitantes o no, edad del mortero, distancias a borde. Al ser una bancada transportable en obra puede resultar de interés para estimar la respuesta a cortante a cortas edades (horas), igualando las variables de temperatura a las reales en la estructura.

5.7.2 Ensayo a rasante

El ensayo normalizado para conectores soldados, de push-out propuesto por EC4 valida el comportamiento de los pernos en grupo. Para ganar en flexibilidad pudiendo modificar espesores de chapa base, y dimensiones de pernos se propone el empleo de rasante directo, propuesto por (Kwon, 2008). La propuesta inicial publicada se realiza con tiro directo, y confinamiento superior e inferior de las caras libres (Figura 5-38).

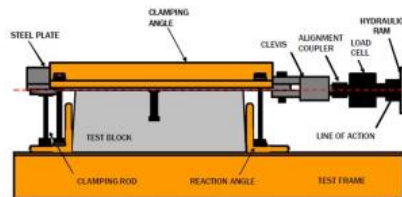


Figure 2.9 Direct-Shear Test Setup from TxDOT Project 0-4124 (Kayir 2006)

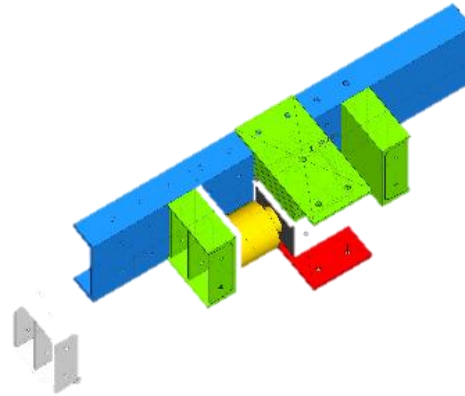


Figura 5-38 Ensayo de tracción directa sobre conector

Figura 5-39 Ensayo de empuje de probeta dentro de bancada.

La propuesta de ensayo a rasante desarrollada en la tesis, presenta algunas variaciones respecto al anterior (Figura 5-39):

- Bloque de menores dimensiones.
- Aplicación de la fuerza a con gato a compresión y medida de deformación unitaria en trasdós de bloque.
- Marco transportable in situ para simular situaciones reales de temperatura (importante a cortas edades).
- Modificación de distancia de conexión al soporte de la placa, para simular rigidizadores intermedios si existen.
- Ligereza en las muestras ensayadas al ser de menores dimensiones, sin necesidad de grúa.
- Centrado del gato con útil a medida para aplicación de la carga directa, sin chapas de reparto.

Como se expone a continuación, se realiza el ensayo variando las caras libres o confinadas del anclaje. En los ensayos previos en taller se coarta el giro de la probeta confinando la cara inferior (las laterales son libres) con chapas metálicas (Figura 5-40). En los ensayos en laboratorio, con objeto de obtener una cota mínima a resistir se libera la cara opuesta a la ubicación de la chapa (Figura 5-41). Esta disposición más desfavorable genera tracciones adicionales a los pernos, que producen fallos prematuros. Este tipo de rotura, será compatible con roturas observadas en refuerzos externos adheridos (por fallo en la diagonal a cortante CDC), dónde a las tracciones del flector se suman esfuerzos cortantes transversales.

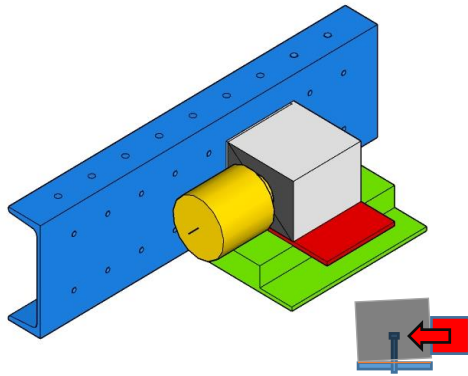


Figura 5-40 Ensayos de laboratorio por control de deformación dejando una cara libre.

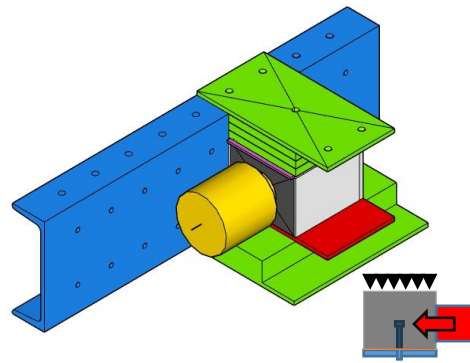


Figura 5-41 Ensayos previos por control de fuerza coartando el giro de la probeta.

5.7.3 Probetas a ensayar

El ensayo incluye las siguientes variables:

- Conectores embebidos en mortero sin fibra y con fibra (15kg/m³ MasterFiber 400, caracterizado en capítulo anterior).
- Métricas de tornillo distintas y misma longitud (M14, M16 y M18 tornillo 8.8 DIN931).
- Tornillo con doble tuerca o sin ellas (roscado a chapa).
- Los anteriores ensayos se realizan para espesor de chapa soporte mayor a los límites indicados por EC4 (apartado 6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza: el diámetro de un perno soldado no debería ser mayor de 2,5 veces el espesor de la parte a la que se suelde).

En la Tabla 5-14 se recogen las probetas fabricadas.

Tabla 5-14 Alternativa de probetas ensayadas

Alternativas ensayadas											
SIN fibra						CON fibra estructural					
M14		M16		M18		M14		M16		M18	
ST*	2T**	ST	2T	ST	2T	ST	2T	ST	2T	ST	2T
#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12

*ST = sin tuercas, roscado en el espesor de la pletina y **2T = doble tuerca

5.7.4 Configuración del ensayo

El ensayo se materializa con una bancada conformada por (Figura 5-42):

- Marco cerrado conformado por 2 UPN-280 (1) + 2UPN-280 (2) acarteladas.
- Chapa a ensayar con conector y dado de hormigón/mortero (3), siendo este elemento el reemplazable tras la rotura.
- Probeta de mortero embebida en el perno de dimensiones 200x200mm² en planta y 150mm de altura. El marco de ensayo permite dimensiones superiores en altura de probeta (hasta 280mm, canto del perfil UPN).
- Chapas de cierre inferior opcional para confinar desplazamiento vertical o no (4 y 5).

- Gato de 500kN de carga y 50mm de carrera, centrado con cuelgues de chapa (6 y 7).

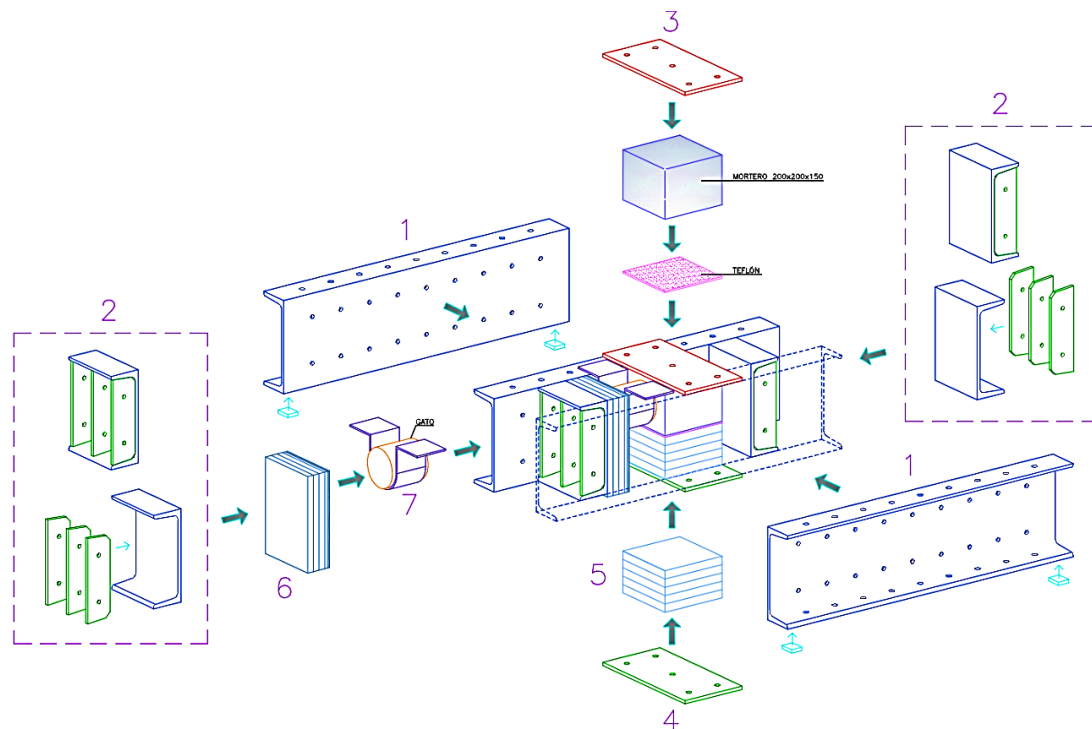


Figura 5-42 Despiece del marco para ensayos unitarios.

Las probetas se hormigonan previo encofrado en la chapa base, con el conector dispuesto. Tras el endurecimiento se atornillan en la bancada (elemento 1 en la Figura 5-42). La secuencia se muestra en la Figura 5-43.



Figura 5-43 Detalle de fabricación de la probeta (a), acopio (b) y posicionamiento en ensayo (c). Se aprecia la holgura de 2mm en cada cara de la probeta y el perfil.

El mortero empleado en el ensayo es MasterEmaco S5450PG con las siguientes prestaciones mínimas (Tabla 5-15):

Tabla 5-15 Prestaciones MasterEmaco S5450PG

Resistencia a compresión:			
- tras 1 día:			≥ 15
- tras 7 días:	EN 12190	MPa	≥ 40
- tras 28 días:			≥ 55
Resistencia a flexión:			
- tras 1 día:			aprox. 5
- tras 7 días:	EN 12190	N/mm ²	aprox. 8
- tras 28 días:			aprox. 9,5

La edad del mortero en la realización del ensayo es de 28 días, sin un curado específico (acopio en interior sin exposición directa a viento o sol).

5.7.5 Procedimiento de ensayo

El ensayo se realiza mediante aplicación unitaria de fuerza con control de desplazamiento, con empuje con gato de simple émbolo de capacidad 500kN, y 50mm de recorrido de carrera. El gato se centra mediante un útil de cuelgue específico para facilitar su puesta en obra. Previamente a la realización del ensayo se realizan cargas previas, para garantizar el ajuste de los tornillos de anclaje de la probeta al marco.

Del ensayo se obtiene la curva fuerza-deformación horizontal, el tipo de rotura y tras el repicado se observa el estado de fallo en el tornillo.

5.7.6 Resultados del ensayo

Se extraen los datos relevantes obtenidos, para la serie de tornillo M16. Esta serie es la que muestra un comportamiento más representativo. La totalidad de resultados e imágenes mostrando el tipo de rotura se incluyen en el anejo C.

Los valores se resumen en la Tabla 5-16, indicando la carga máxima y el desplazamiento correspondiente a dicha carga (F_{max} (kN); δ_{Fmax} (mm)).

Tabla 5-16 Resultados obtenidos para las probetas de M16

#	REF	FIBRA	M	Unión	Chapa e(mm)	F_{max} (kN)	δ_{Fmax} (mm)	Modo de fallo
3	M16_SF_ST	-	16	Roscado	10	69	13,18	Fallo Rosca
4	M16_SF_2T	-	16	2 Tuercas	10	100	9,44	Mortero
9	M16_CF_ST	15 kg/m ³ PVA	16	Roscado	10	66	17,23	Fallo Rosca
10	M16_CF_2T	15 kg/m ³ PVA	16	2 Tuercas	10	132	10,36	Mortero

En el gráfico siguiente se grafían las cargas-desplazamiento medidas para M16mm(Figura 5-44), en línea continua para anclajes con tuercas y en discontinua sin tuerca. En verde el mortero con fibras y en color azul sin fibras:

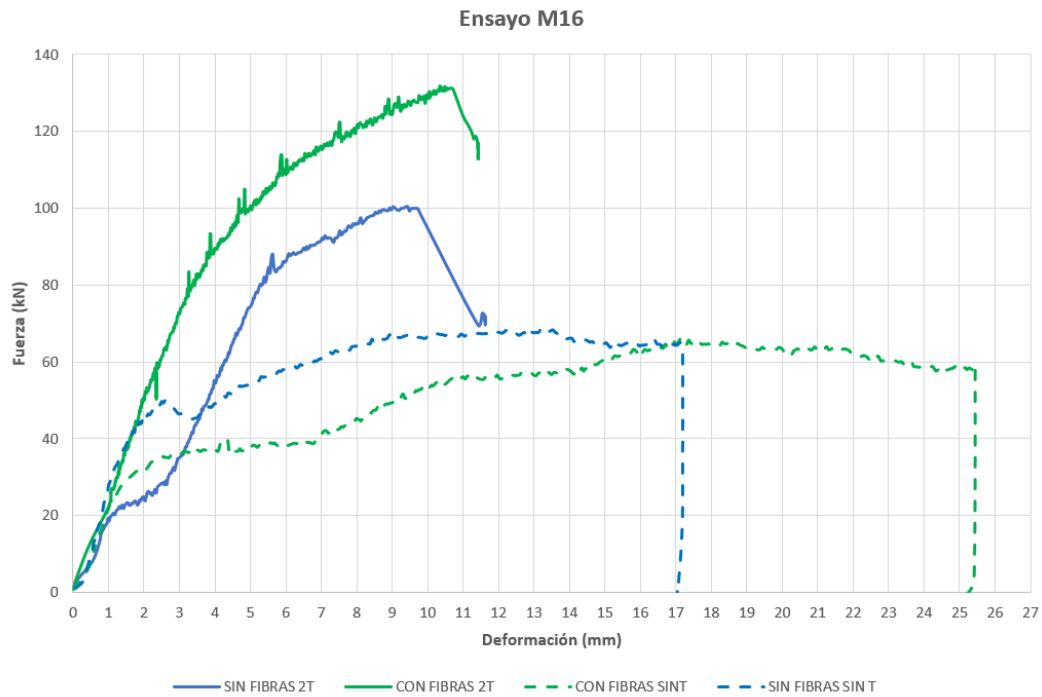


Figura 5-44 Carga-desplazamiento para las probetas M16_SF_ST / M16_SF_2T/ M16_CF_ST/ M16_CF_2T.

En las siguientes imágenes de la *Figura 5-45* se recogen las probetas tras el fallo, incluyendo la rotura de la probeta y del conector.



Probeta #3 M16_SF_ST.



Probeta #4 M16_SF_2T.



Probeta #9 M16_CF_ST.



Probeta #10 M16_CF_2T.

Figura 5-45 Rotura de probetas (izq) y fallo del conector tras demolición (dcha).

De forma resumida el comportamiento para los anclajes sin tuercas (#3 y #9) muestran un deslizamiento por fallo en la rosca (al no estar diseñada para resistir la fuerza nominal del tornillo).

Las probetas con doble tuerca rompen por fallo del hormigón (#4 y #10). Al no confinarse la probeta en la parte opuesta al conector se produce una tracción y cortante en el conector debido a la excentricidad de acción del gato. Por otro lado, la coacción de los perfiles UPN a la probeta limita el modo de fallo por arrancamiento de cono, produciéndose un fallo por plastificación local del hormigón circundante en la cabeza del conector.

5.7.7 Cálculo teórico de la capacidad de los anclajes según EC2

La reciente versión del EC2-4 incluye formulación para determinar la resistencia a tracción y/o cortante de los principales tipos de anclajes pre y post-instalado, como se ha comentado en el capítulo 3.2.10. Para el anclaje en estudio, se asemeja a un conector con cabeza (habitual en preinstalación “cast-in-place”) con algunas particularidades:

- La propuesta de EC2 no considera el refuerzo perimetral del hormigón con fibras. Aunque si se pueden obviar algunos mecanismos (fallo por cono) incluyendo armadura, la conversión no es aplicable al no disponer de un comportamiento de endurecimiento “hardening” en el mortero.
- Es un anclaje con cabeza (dimensiones de la tuerca), aunque debido a la rosca continua presenta una adherencia con la matriz del mortero (de elevada adherencia).

Con estas dos salvedades se procede a comparar de forma individual los valores teóricos con los ensayados. La comprobación teórica se realiza a tracción y a cortante, considerando los modos de fallo posibles, y combinando ambos esfuerzos. El ensayo de laboratorio no se

ha realizado a cortante puro, al estar liberada la cara opuesta al anclaje. Los valores deberán corregirse considerando la respuesta a flexión debido a la excentricidad de actuación del gato.

Los cálculos completos, de acuerdo con los valores de la Tabla 5-17 se exponen en el Anejo C y se resumen en la Tabla 5-18.

Tabla 5-17 Geometría de la probeta.

Dimensiones		
b	200	mm
d	200	mm
c₁₁	99	mm
s₁	0	mm
c₁₂	99	mm
c₂₁	99	mm
s₂	0	mm
Tornillo DIN931 Calidad 8.8		
f_{uk}	800	
f_{yk}	640	MPa
γ_{Ms,re}	1.15	MPa
Mortero R4 fluido		
f_{cm} (7 días)	60	MPa

Tabla 5-18 Resumen de valores últimos de diseño según EC2-4.

MODOS DE FALLO		M12	M14	M16	M18	
TRACCIÓN						
7.2.1.2 FALLO ACERO	$N_{Rk,s}$	67.4	92.0	125.6	153.6	kN
7.2.1.4 FALLO CONO HORMIGÓN	$N_{Rk,c}$	49.5	49.5	49.5	49.5	kN
7.2.1.5 ARRANCAMIENTO CONECTOR	$N_{Rk,p}$	107.4	142.5	158.3	200.3	kN
7.2.1.7 FALLO POR ESPESOR LOSA	$N_{Rk,sp}$	172.9	172.9	172.9	172.9	kN
7.2.1.8 FALLO POR EMPUJE VACIO BORDE	$N_{Rk,cb}$	178.7	205.9	217.0	244.1	kN
CORTANTE						
7.2.2.3 FALLO ACERO	$V_{Rk,s}$	30.3	41.4	45.2	55.3	kN
7.2.2.4 FALLO POR "PRY-OUT" HORMIGÓN	$V_{Rk,cp}$	37.1	37.1	37.1	37.1	kN
7.2.2.4 FALLO POR "PRY-OUT" HORMIGÓN*	$V_{Rk,cp}$	80.5	106.9	118.8	150.3	kN
7.2.2.5 FALLO POR EMPUJE A BORDE	$V_{Rk,cp}$	16.1	16.5	16.8	17.0	kN

*Si se asume que el fallo por cono de hormigón no puede darse, y se liga fallo a cortante a fallo por arrancamiento a tracción.

Para comparar los valores obtenidos en el ensayo con los del cálculo teórico, hay que considerar el flector derivado de la excentricidad. Planteado un equilibrio de flectores, la tracción equivale al rasante y a la fuerza del gato (resultante del gato a misma distancia que posición del conector), siendo $N_{Ed} = V_{ed}$.

Fallo por agotamiento del acero (plastificación)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Siendo } N_{Ed} \text{ y } V_{Ed} \text{ los valores máximos} \quad \text{Ecuación 5-5}$$

Otras formas de rotura posibles

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1.5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1.5} \leq 1 \quad \text{Siendo } N_{Rd,i} \text{ y } V_{Rd,i} \text{ los valores máximos} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^2 \leq 1.2 \quad \text{Ecuación 5-7}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \leq 1 \text{ y } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 5-8}$$

Para los modos de rotura que dependen del acero (plastificación), considerando el efecto de la tracción concomitante se obtiene los axiles límite N_{Ed} , V_{Ed} de la Tabla 5-19.

Tabla 5-19 Cálculo según 7.2.1.4 EC2-4 asumiendo fallo en acero.

	M12	M14	M16	M18	
$N_{Rd,s}$	67.4	92.0	125.6	153.6	kN
$V_{Rd,s}$	30.3	41.4	45.2	55.3	kN
N_{Eds}	27.68	37.76	42.54	52.03	kN
V_{Eds}	27.68	37.76	42.54	52.03	kN

Y para los modos de fallo que dependen del hormigón, asumiendo un fallo por arrancamiento de cono los valores de la Tabla 5-20:

Tabla 5-20 Cálculo según 7.2.1.4 EC2-4 asumiendo fallo por arrancamiento de cono de hormigón.

7.2.1.4EC2-4	M12	M14	M16	M18	
$N_{Rd,i1}$	44.0	44.0	44.0	44.0	kN
$V_{Rd,i1}$	30.3	41.4	45.2	55.3	kN
N_{Edi1}	23.64	23.64	23.64	23.65	kN
V_{Edi1}	23.64	23.64	23.64	23.65	kN

Si se coacciona el modo de fallo por arrancamiento de cono (estado confiando) entonces se asume un fallo por arrancamiento del conector a tracción y pry-out a cortante, obteniéndose los valores de la Tabla 5-21.

Tabla 5-21 Cálculo según 7.2.1.5 EC2-4 asumiendo fallo de la cabeza de perno.

7.2.1.5EC2-4	M12	M14	M16	M18	
$N_{Rd,i2}$	107.4	142.5	158.3	200.4	kN
$V_{Rd,i2}$	80.5	106.9	118.8	150.3	kN
N_{Edi2}	57.68	76.56	85.06	107.66	kN
V_{Edi2}	57.68	76.56	85.06	107.66	kN

5.7.8 Cálculo teórico de la capacidad de los anclajes según Eurocódigo 4

Realizando el mismo cálculo según el Eurocódigo 4 asumiendo que el tornillo dispuesto es un conector (con resistencia mayor y área neta en zona de rosca) se obtienen los valores de la Tabla 5-22:

$$P_{rk1} = 0.8 * f_u * A_{sw} \quad \begin{matrix} f_u \\ < 500MPa \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Siendo } A_{sw} \text{ el área neta} \\ \text{de la sección con rosca,} \\ \text{y } f_u \text{ limitada a } 500MPa. \end{matrix} \quad \text{Ecuación 5-9}$$

$$P_{rk2} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad \begin{matrix} \text{Siendo } h_{sc} \text{ la longitud del} \\ \text{conector, y } d \text{ el diámetro} \\ \text{del vástago} \end{matrix} \quad \text{Ecuación 5-10}$$

$$\alpha = 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \quad \text{si } \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

Tabla 5-22 Resultados a cortante según EC4

	M12	M14	M16		
d	12	14	16	mm	diámetro conector
h	80	80	80	mm	altura conector
f_u	500	500	500	MPa	tensión rotura perno
γ_v	1	1	1	-	coeficiente seguridad parcial
f_{cm}	60	60	60	MPa	resistencia media del mortero (7 días)
a	1.00	1.00	1.00	-	coeficiente de forma
E_c	40.817	40.817	40.817	MPa	módulo de elasticidad
P_{Rd,acero}	45.2	61.6	80.4	kN	esfuerzo rasante

					último por fallo del acero
$P_{Rd_hormigon}$	65.4	89.0	116.2	kN	esfuerzo rasante último por agotamiento hormigón
P_{Rd}	45.2	61.6	80.4	kN	esfuerzo rasante limitante

En la Figura 5-46 se grafía la respuesta a cortante puro estimado según la formulación de Eurocódigo 4: para rotura en hormigón y rotura por acero en el conector (para cada diámetro de conector en abscisas).



Figura 5-46 Curvas estimadas de resistencia a cortante según EC4 y modo de fallo : cortante máximo (kN) y diámetro conector (mm)

Tal como puede verse en la Figura 5.46, la resistencia máxima teórica del conector la limita la plastificación del acero (limitada a $f_{uk} < 500\text{MPa}$, siendo la del tornillo 8.8 de 800MPa).

En la Tabla 5-23 se comparan los resultados experimentales con los teóricos proporcionados por el EC-2 y el EC-4 para el tornillo M16 con y sin fibra. Los resultados experimentales obtenidos con los tornillos M14 y M18 no resultaron fiables por efectos en la ejecución de los ensayos, por lo que se ha obviado su comparación con los resultados teóricos.

Tabla 5-23 Comparación de resultados estimados y obtenidos en ensayo.

Carga estimada según norma			Carga máxima obtenida en ensayo								
			M16_SF_2T Sin fibra				M16_CF_2T Con fibra				
EC2-4			P_{max}				P_{max}				
V_{Ed}	45.18	kN	Fallo acero	100	kN	2.21	$\frac{P_{max}}{V_{Ed}}$	130	kN	2.87	$\frac{P_{max}}{V_{Ed}}$
V_{Edi1}	23.6	kN	Fallo cono hormigón			4.23	$\frac{P_{max}}{V_{Edi1}}$			5.51	$\frac{P_{max}}{V_{Edi1}}$

V_{Edi2}	85.1	kN	Fallo pry-out cabeza perno	1.17	$\frac{P_{max}}{V_{Edi2}}$	1.52	$\frac{P_{max}}{V_{Edi2}}$
EC4							
$P_{Rd,min}$	80.4	kN		1.24	$\frac{P_{max}}{P_{Rd,min}}$	1.61	$\frac{P_{max}}{P_{Rd,min}}$

5.7.9 Discusión y conclusiones

La campaña experimental es muy limitada en el número de probetas, al tener por objeto acotar la contribución de las fibras y el tipo de conexión perno-chapa (con tuerca o directamente roscado).

El objeto de estudiar la respuesta de la rosca en chapa es acotar su contribución, y en especial verificar el no deslizamiento para etapas de carga bajas. Este punto es importante al comparar este método de refuerzo con los conectores post-instalados con taladro, al existir una holgura (por necesidad de taladro mayor al diámetro de conector).

En base a los resultados estimados con las normas vigentes, y sin considerar el efecto de las fibras, se puede concluir:

- Todos los métodos de diseño quedan del lado de la seguridad respecto lo ensayado.
- El diseño de anclajes con EC2-4 permite evaluar distintos modos de rotura posibles (en base a fallo del acero o del hormigón circundante) y combinando tracción y cortante:
 - Se establecen tensiones admisibles combinando tracción y cortante concomitante, para modos de fallo en acero y hormigón.
 - Esta formulación está soportada por métodos de diseño simples e intuitivos (CCD con ángulos de fallo a 35°) soportados por multitud de ensayos.
 - En el fallo del acero se permite el uso de acero con tensión de fallo superior a 500MPa, incluyendo la eventual excentricidad y flector generado.
 - Los modos de fallo que controla el hormigón dependen de la resistencia y geometría del hormigón (canto, distancia entre anclajes y a borde, hormigón fisurado o no, etc.)
 - La formulación estima valores resistentes distintos para conectores adheridos o con cabeza. El conector se ha evaluado co.mo “con cabeza”, despreciándose su adherencia pese a no serlo.
 - El modo de rotura generado, no dejando holgura suficiente lateral para evitar confinar la probeta no es por arrancamiento de cono V_{Edi1} . Este valor sería el limitante pero no llega a producirse.
 - El modo de rotura combinado de plastificación de hormigón cercano a cabeza de perno y el efecto palanca a cortante es el observado, con valores cercanos a los ensayos V_{Edi2} .
- La evaluación de conectores a rasante según EC4 también queda del lado de la seguridad aunque:
 - La formulación limita la fuerza a tracción concomitante en $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$. En el ensayo realizado la fuerza a $F_{ten} = P_{Rd}$ quedando fuera del alcance de la formulación. La estimación de fallo en hormigón no considera el mecanismo de anclaje por la coacción de la cbeza a tracción, y por ello no es válida para el uso considerado.
 - En el fallo por plastificación del acero se limita el valor rasante al 80% de f_{uk} . (<500 MPa), por ser la calidad de los conectadores soldados S235J2G3 +C450.
 - La contribución del hormigón únicamente contempla un modo de fallo (asimilable al pry-out de EC2-4).

- Este modo de rotura implica cumplir los requisitos geométricos asumibles en obra nueva de sección mixta (EC4-2 Apdo. 6.6.5). Éstos limitan separación máxima entre conectadores, distancia a borde, espesor de chapa etc.
 - En obra de rehabilitación estos criterios pueden no cumplirse, al ser difícil incluir nuevo armado, o insertar los conectores a una distancia por encima del armado original.
- La inclusión de fibras no se considera en la formulación actual. En base a la comparación entre los resultados experimentales y teóricos, se puede concluir lo siguiente:
 - La dosificación de fibra en el mortero no incrementa de forma apreciable la respuesta post-rotura. Esto implica que el valor alcanzado es semejante a lo resistido por la matriz del mortero a tracción. Por ello, en los modos de rotura que dependen del fallo de hormigón, el máximo sigue limitado por lo resistido por la matriz. Tras este fallo inicial frágil, la respuesta de las fibras estabiliza este pico para aperturas de fisura crecientes.
 - Este efecto de cohesión del bloque tras la rotura inicial aporta un confinamiento del hormigón alrededor del perno. Sin las fibras esta puede generar una fragmentación del bloque, con una pérdida súbita de respuesta.
 - El confinamiento de las fibras permite un efecto “cuña” del pasador, al empujar las caras al arriostramiento lateral (marco UPN). Inicialmente se dotó de una holgura de 2-3mm por lado entre la probeta y el marco, pero ha resultado insuficiente para deformadas grandes.
 - El rozamiento movilizado aporta un incremento en la respuesta del 30% respecto a la probeta sin fibras. Este confinamiento puede no ser tan efectivo en elementos con caras transversales libres.
 - En todos los casos de ensayo si se cumple lo exigido por EC4 relativo a deformada mínima en rotura para considerar el conector como dúctil, al superar los 6mm (EC4-2 Apdo. 6.6.1.1). La inclusión de fibra mejora la ductilidad final alcanzando deformadas mayores.
 - El disponer de rosca en la chapa evita desplazamientos del conector para cargas bajas. Al ser así se mejora la respuesta de la sección mixta en cargas de servicio.

En base a lo anterior se concluye que la respuesta de los conectadores propuestos es favorable, y se ajusta a los métodos de diseño habituales, estando éstos del lado seguro. La conexión de semisección a estructuras existentes requiere flexibilidad en el diseño: ubicación de conectores y de resistencia de materiales. **Por este motivo se recomienda usar la formulación de anclaje post-instalado de EC2-4, con las debidas correcciones particulares del anclaje: asimilándolo a un conector con cabeza (sin adherencia).**

La adición de fibra estructural mejora la ductilidad de la rotura del conector, evitando la fragmentación de éste. Aunque los valores pico los controla la matriz, dependiendo de las condiciones de contorno (armado transversal) puede obtenerse una contribución sumatoria a cortante y tracción. La línea de trabajo para comprobar la contribución de las fibras en el mortero requiere de mayor investigación específica tanto desde el punto de vista teórico como experimental. Desde la componente teórica, en el anejo E se muestra una primera aproximación al problema, aunque sin resultados conclusivos. Desde el punto de vista experimental, se propone:

- Ensayar morteros con mayor contenido en fibra, comportándose en “endurecimiento” tras la fisura de la matriz. Al ser así puede ser viable “convertir” ecuaciones constitutivas de FRC a armados locales, para evitar modos de fallo por arrancamiento de cono.
- Verificar el efecto de zunchado de las fibras, incrementando la holgura transversal entre la probeta y la bancada UPN.

- Incrementar el número de probetas a rasante puro, sin liberar la cara opuesta a la del anclaje.

A falta de obtener resultados más conclusivos respecto a la contribución de las fibras añadidas al mortero, se propone considerar un mortero sin fibras, lo cual se obtendrán valores teóricos del lado seguro.

5.8 Validación de la técnica propuesta en vigas reforzadas

5.8.1 Objetivo de la campaña

Tras comprobar la perfecta adherencia al soporte del mortero de unión y la validez de los tornillos dispuestos a modo de conectores, se puede ensayar el sistema completo para su aplicación en el refuerzo de vigas. El objeto por tanto es verificar el comportamiento de una sección metálica resistente externamente conectada a una viga previamente preparada mediante hidrodemolición e inserción de conectores (Figura 5-47).

La sección metálica conforma una U abierta por la cara inferior y se conecta en la totalidad de la luz libre. Entre las variantes posibles, se decide no apoyar ni “colgar” el nuevo perfil y verificar el comportamiento de la semisección como refuerzo externo. Esta disposición introduce nuevas formas de rotura por interacción con la fisuración a cortante. Este comportamiento es más habitual en el refuerzo externamente adherido o bulonado, y es importante anticipar formas de rotura particulares y su necesidad de investigación adicional.

La campaña experimental debe validar también el procedimiento constructivo. Para ello se usan tanto equipos reales (robots de hidrodemolición y bomba de inyección) como se simula el posicionamiento en obra.

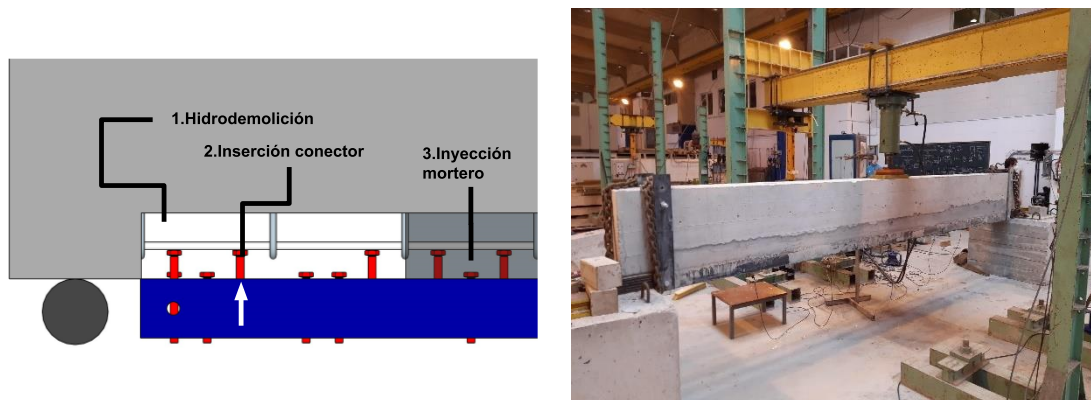


Figura 5-47 (a) Vista de la secuencia constructiva (b) viga dispuesta en laboratorio para ensayo a carga centrada.

5.8.2 Descripción de las vigas

La campaña experimental incluye 4 vigas de hormigón armado, de sección rectangular:

- Las vigas se arman con un armado mínimo mecánico y geométrico, a flexión y cortante.
- La semisección metálica de refuerzo es idéntica para todas las vigas. Se dispone un perfil metálico conformado por chapas de 15mm y dimensiones en U de 250mmx100mm.
- Las vigas incluyen dos tipologías de pernos conectadores (tornillo DIN931 de métrica M12 y M16).

La sección transversal de la viga prismática tiene un canto de 500 mm y un ancho de 250mm (Figura 5-48). El armado dispuesto es de 2d12mm inferiores, 2d10mm superiores y a media altura de cara, con estribos $\Phi 8$ cada 200mm. El hormigón empleado es HA-35/F/12/IIa con cemento CEM II-AM (V-L) 42.5R y el acero dispuesto de calidad B500S. En el Anejo D puede encontrarse una descripción completa de las vigas.

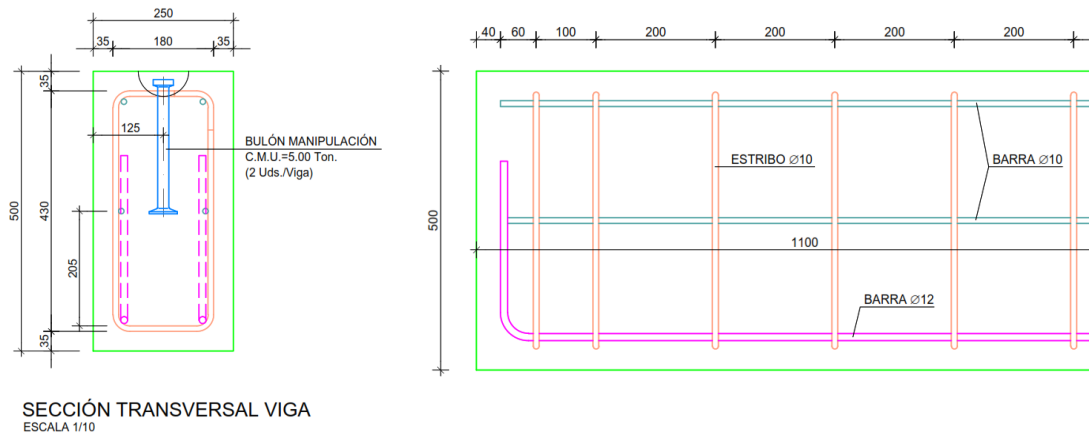


Figura 5-48 Sección de la viga y distribución de estribos.

Las vigas se fabricaron en el prefabricador ROCACERO (Polanco, Cantabria) y se transportaron a las instalaciones de AZUL CONSTRUCCIÓN (Sevilla, Andalucía) para la realización del refuerzo mediante los equipos de hidrodemolición, inserción del perfil e inyección del mortero de reparación en la interfase de conexión.

5.8.3 Descripción de la semisección

El refuerzo se realiza conectando una sección metálica de chapas soldadas (S235JR EN10025-2:2004) a la viga original. La sección a anexas es idéntica en toda las series de vigas: conformada en U invertida, con chapas de 15mm de espesor y acartelada cerrando la sección. Tiene dimensiones 4600mm x 250 mm y 100mm, sin interferir en los apoyos originales. En la Figura 5-49 se define la sección transversal y unas vistas en su ubicación final.

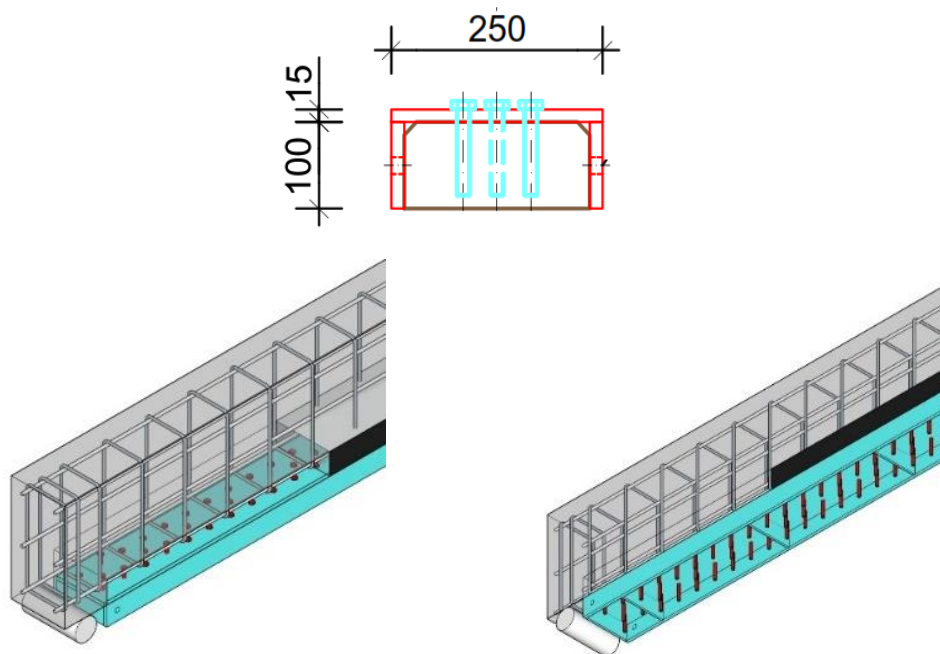


Figura 5-49 Sección metálica (a), vista superior (b) e inferior (c).

La chapa superior de la U contiene las perforaciones de los taladros roscados, quedando enfrentada a la base de la viga de hormigón en su disposición final (M12 y M16). Estas perforaciones se roscan en su totalidad, permitiendo el posicionamiento del tornillo roscado hasta el contacto de la base inferior de la cabeza del tornillo con la chapa superior del perfil. Las prestaciones resistentes de los tornillos se indican en la Tabla 5-24.

Tabla 5-24 Descripción de los conectores empleados.

	Nº vigas	Tornillo	Norma	Calidad	Disposición	Altura (mm)
Serie M12	2	M12x100	DIN 933	8.8	Cabeza tornillo embebida	80
Serie M16	2	M16x100	DIN 933	8.8	Cabeza tornillo embebida	80

En la Figura 5-50 y Tabla 5-25 se define la serie de vigas realizadas: métrica de tornillo, configuración de conectores izados y reparto medio. Las vigas 1 y 2 son idénticas en su configuración. Debido a un error constructivo, en la viga 2 no se izaron 2 conectores en extremo (zona de apoyo) (ver recuadro en rojo en la Figura 5-51).

La viga 3 repite idéntica configuración que las vigas anteriores con métrica menor (M12). Finalmente, la viga 4 dobla el número de conectores izados respecto las anteriores (1 a 3). Nótese que todas las vigas disponen del mismo número de conectores totales (112ud), variando los izados o bajados. Los conectores levantados se embeben 60mm.

Tabla 5-25 Disposición y número de conectores empleados (ascendidos y descendidos).

	Tornillo	Tipo	Pernos Levantados (ud)	Reparto PL (ud/m)	Pernos bajos (ud)	Reparto PB (ud/m)
#1- M16B	M16x100	B	32	6.96	80	17.4
#2- M16B	M16x100	B	30 (-2*)	6.52	82	17.82
#3- M12B	M12x100	B	32	6.96	80	17.4
#4- M12A	M12x100	A	64	13.91	48	10.43

En la Figura 5.50 se indica el reparto de conectores izados para la configuración A y B:

**Por fallo constructivo no se izan 2 conectores extremos (zona de apoyo). Indicados en color rojo en esquema Figura siguiente.*

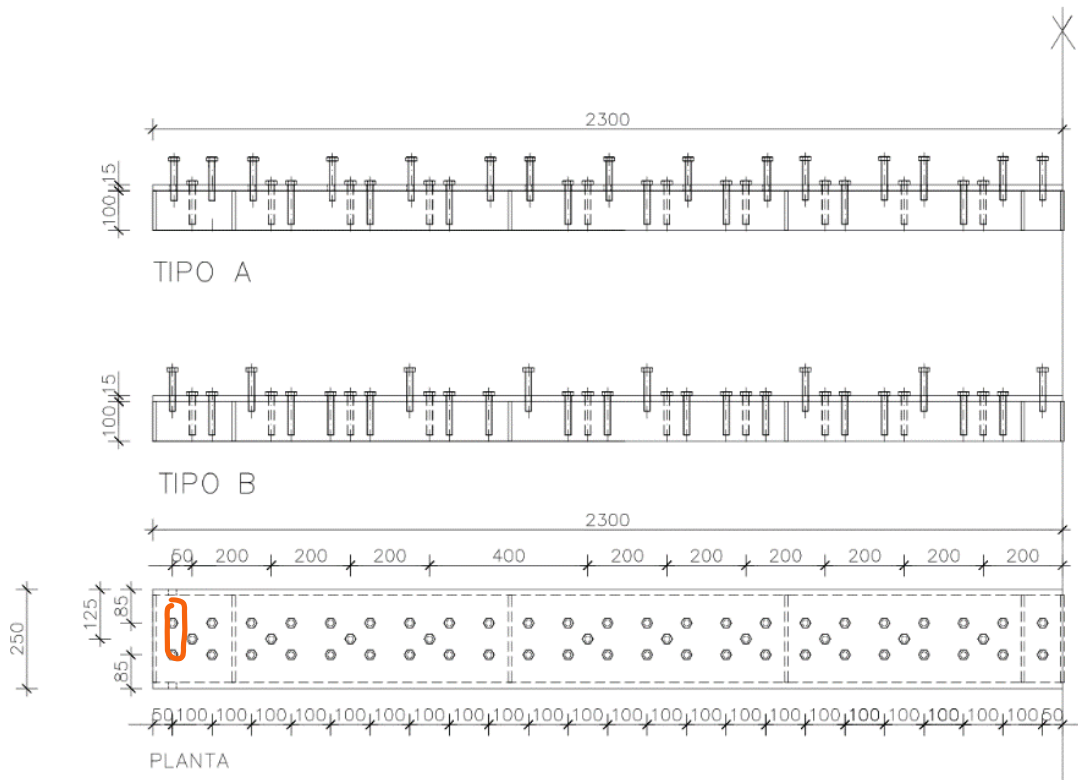


Figura 5-50 Disposición de conectores prevista.

En los extremos se incluyen unas pletinas verticales auxiliares, dispuestas a modo de fusible para discernir del tipo de fallo (ver Figura 5-51.i). Aunque la idea inicial era usar estos elementos como cuelgue para control del cortante, en una fase avanzada de la investigación se asumió la importancia del fallo por despegue prematuro del refuerzo, originado por la diagonal a cortante (CDC). Para validar este modo de rotura previo no se anclan los cuelgues verticales, y se usan como ayuda de montaje.

5.8.4 Procedimiento constructivo

La secuencia constructiva prevista es:

1. Instalación de la viga sobre caballetes de apoyo (Figura 5-51.a).
2. Posicionamiento del perfil, con los conectores en posición baja, en su posición definitiva. Se usan eslingas de apoyo para el cuelgue. (Figura 5-51b, c, d).
3. Demolición controlada con el robot con acceso de un solo lado. (Figura 5-51e).
4. Roscado de los conectores requeridos a su posición definitiva (60u para M12 y 32u para M16). (Figura 5-51,f, g).
5. Encofrado lateral e inyección de mortero adicionado con fibra mediante bomba con sinfín.(Figura 5-51.h).
6. Una vez endurecido el mortero ya se puede ensayar a las edades correspondientes (24h). (Figura 5-51.i).



Figura 5-51 Secuencia de fabricación de las vigas.

5.8.5 Hidrodemolición

Tal y como se ha expuesto en el capítulo que trata la hidrodemolición, el planteamiento de esta técnica va muy ligado a buscar la industrialización y empleo de robots en la demolición. Por este motivo, y aunque dificulta y encarece en gran medida los ensayos se ha realizado una hidrodemolición robotizada. A pesar de que se ha intentado emplear los cabezales de última generación (que se mueven sobre estructura auxiliar ligera) no ha sido posible por la poca disponibilidad de los equipos.

Finalmente, se ha optado por utilizar un Robot autopropulsado hidráulicamente con un cabezal robotizado, programable en la consola del robot y operado remotamente por personal especializado (AZUL CONSTRUCCIÓN). Aunque para el ensayo se podrían usar lanzas manuales, se decide usar equipos de elevación de rendimiento. Con ello se verifica que:

- El equipo tiene energía de demolición para demoler los 10cm inferiores de la viga, en toda la luz. Para esta demolición el acceso del robot es de un solo lado.
- Sin ser una estructura muy masiva, con un peso moderado, la demolición no compromete la estabilidad de la viga por impactos o fuerzas de reacción.
- Que toda la operativa se realiza con la semisección metálica ya instalada. Este punto es de vital importancia, al permitir un refuerzo evolutivo, garantizando el trabajo por fases.
- Cumplir que hidro-demoliendo desde un solo lado, se alcanza y elimina totalmente y con precisión, el ancho total de la viga.
- Que no se generan daños visibles ni desplazamiento del armado afectado de la viga ($\Phi 12\text{mm}$ en longitudinal y $\Phi 10\text{mm}$ en estribos)
- Que las superficies resultantes (planos paralelos al frente de ataque del cabezal) tienen la solidez, rugosidad y regularidad requeridas para garantizar la adherencia del mortero de interfase.

Con los objetivos generales descritos, se ensayan dos formas de trabajo posibles por el posicionamiento del cabezal del robot (Figura 5-52).



Figura 5-52 Movimiento del robot en posición vertical y horizontal.

5.8.6 Secuencia de montaje tras hidrodemolición

Durante la realización de la franja de apertura de hidrodemolición se observan algunos desajustes en la ejecución (Figura 5-53) y, por ello, se requieren varios ajustes para optimizar tanto el avance como la configuración final de la roza.

- Se decide emplear el robot (AQUAJET) por ser en fecha actual el equipo de mayores prestaciones en rendimiento (por trabajar a mayor caudal) y con más capacidad de penetración.
- Se propone un frente de ataque únicamente desde un lado (al ser la base de la viga de 250mm). Estos espesores son habituales en losas y tableros de puente (campo principal de aplicación de dicha técnica) y se ha comprobado la viabilidad mediante realizaciones previas descritas en este trabajo (demolición parcial en tablero para instalar nuevas juntas y armado colindante).
- Los trabajos se inician con la viga dispuesta en su configuración habitual en obra, apoyada en extremos y canto mayor en vertical, con la semisección dispuesta y los cuelgues de cortante instalados.
- Se procede a la hidrodemolición con el carro dispuesto con ataque vertical y el carro perpendicular al eje de la viga (Figura 5-53). Se incluye parametrización automática con avance con el carro paralelo a la sección y con movimiento de la boquilla también en horizontal. Debido a la no planeidad del suelo donde apoyan las orugas del robot, se invalida el avance automático programado (al no ser capaz de corregir automáticamente la cota). De esta forma reproduce pequeñas imperfecciones del suelo en la alineación de la roza. Aunque se puede avanzar limitando el avance, al de un único posicionamiento de carro, se requiere de un ajuste constante de la altura que invalida la programación automática. Sin ésta, no se pueden explorar rendimientos totales y definir alcances de la técnica.
- En base a las dificultades anteriores y ante la imposibilidad de disponer de una ubicación óptima (nivelación óptima y drenaje de agua) manteniendo un ataque lateral y con el elemento metálico dispuesto, se modifica el posicionamiento de las vigas. Se disponen las vigas 90º giradas (apoyadas sobre el canto de 500mm), y se procede a un trabajo idéntico al anterior, pero con un avance de orugas del robot perpendicular al eje de la viga. De esta forma la parametrización del robot permite una alta productividad (demolición en 6 pasadas) y precisión de ajuste mayor, al trabajar de forma coplanar la base de apoyo del robot y el frente de avance de la hidrodemolición.



Figura 5-53 Errores de programación del cabezal generando daños en la primera viga: (a) demolición fuera de rango (b) y (c) generación de lajas fuera de contorno.

5.8.7 Configuración del ensayo

Una vez ejecutado el refuerzo, se lleva a cabo el ensayo en laboratorio. El ensayo se realiza aplicando una carga puntual en centro de vano estando la viga biapoyada sobre neoprenos extremos. Se mide carga y deformada en centro de vano. También se instrumenta con bandas extensométricas el perfil metálico, para obtención de las tensiones en el mismo. Las bandas (5ud por viga) se adhieren en la cara interna del perfil (cada $L/6$, siendo L la luz de la viga). En la Figura 5-54 se expone la configuración del ensayo:





Figura 5-54 Secuencia del ensayo: (a) aplicación de carga a centro luz (b) medida tensiones a L/6 (c)(d) vista de las bandas extensométricas (e) repicado tras rotura para liberar zona de anclajes (f) rotura local de conector izado y conector descendido.

Tras el ensayo y para comprobar el fallo de los anclajes críticos, es necesario repicar el mortero. Debido a la existencia de fibra no es fácil su retirada, mostrando la ductilidad de la conexión. La visualización del anclaje permite comprobar el modo de fallo (combinado de plastificación del acero a flexión y rotura del hormigón a cortante).

5.8.8 Resumen ensayos a flexión

En este capítulo se resumen los valores obtenidos en la campaña experimental. En el Anejo D se incluyen las medidas de estados tensionales en el perfil metálico y la evolución de éstas según progresión de la carga.

En la Tabla 5-26 se recoge la carga de inicio de fallo y la carga máxima, siendo:

- El inicio de fallo corresponde con el **punto A** de la Figura 5-55. Este fallo se origina con el desplazamiento a cortante de la viga de hormigón (tras la generación de la fisura) y se manifiesta con una disminución de la rigidez de la viga. La menor rigidez se origina por la pérdida de colaboración completa del perfil metálico. El deslizamiento como bloque rígido sobre la fisura de cortante de la viga de hormigón, transmite una carga descendente al perfil. Éste asume la nueva carga con un cortante (almas) adicional a la tracción fruto del flector principal derivado de la sección compuesta. El perfil transmite las anteriores cargas con el conjunto de conectores (todos a rasante y pernos izados a tracción).
- Con el mecanismo anterior se alcanza la carga máxima (**punto B** de la Figura 5-55). Este máximo es previo al inicio de fallo de los conectores a rasante, motivado por la creciente tracción provocada por el cortante transmitido al perfil. El progresivo agotamiento (a tracción) de los conectores izados, permite deslizamientos relativos en vertical. Este desplazamiento en vertical reduce la capacidad a rasante de los conectores descendidos (llaves de cortante).
- El agotamiento de capacidad a rasante global de los conectores limita la capacidad última de la viga, ya en el tramo descendente (**punto C** de la Figura 5-55). El fallo no es simétrico y se origina en uno de los dos apoyos, coincidiendo con el lado de inicio de la fisura a cortante.
- La rama descendente muestra un fallo dúctil debido a la plastificación local del perfil (a flexión y tracción) y el desplazamiento relativo de los conectores (plastificación del mortero en zona de cabeza de conector).

En base a lo citado anteriormente, se extraen los valores relevantes del ensayo, correspondiendo a: Inicio del fallo (**punto A** de la Figura 5-55) y Carga máxima (**punto B** de la Figura 5-55).

Tabla 5-26 Resumen resultados flexión. Inicio del fallo y carga máxima.

	Inicio del fallo (KN)	Carga Máxima (KN)	Tipo de fallo
#1- M16B	301,5	437,2	Despegue a cortante Fallo cabeza comprimida
#2- M16B	301,3	379,5	Despegue a cortante Fallo cabeza comprimida
#3- M12B	303,0	354,9	Despegue a cortante Fallo cabeza comprimida
#4- M12A	286,4	439,5	Despegue a cortante Fallo cabeza comprimida

En la Figura 5.55 se grafica la carga aplicada (kN) y la flecha medida (mm) en centro de vano, para cada viga ensayada. De forma cualitativa se incluyen los puntos de fallo descritos anteriormente. También se indica la carga máxima de la viga original sin refuerzo.

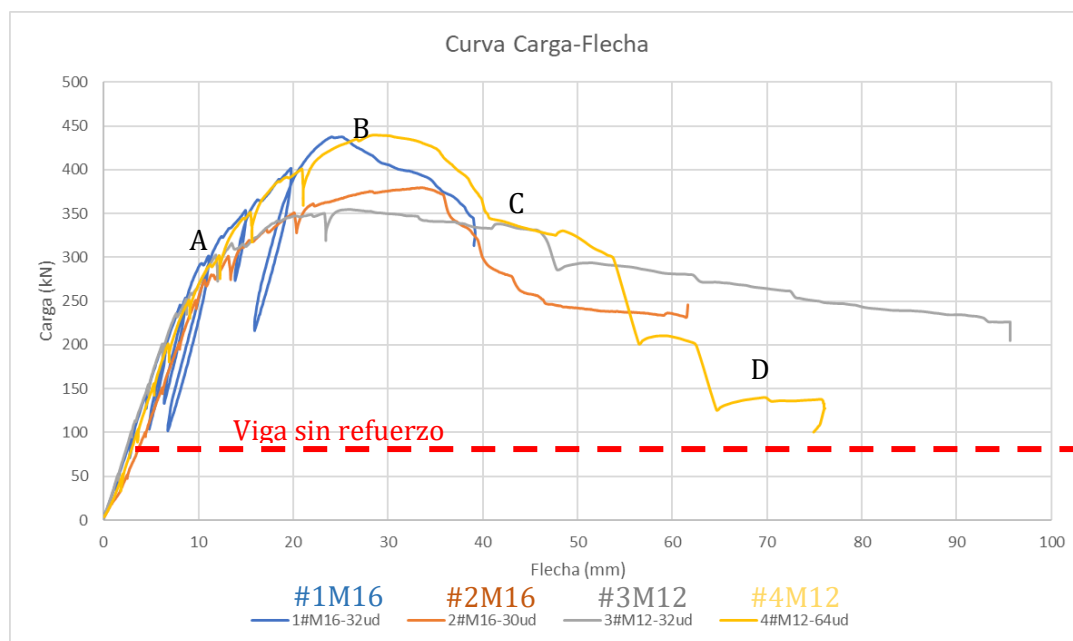


Figura 5-55 Registro resumen de la Carga (kN)- flecha (mm) para cada viga:

#1(Azul) #2(Naranja) #3(Gris) #4 (Amarillo).

Los gráficos unitarios de cada viga se exponen en el Anejo D, incluido el registro de estados tensionales en el perfil medidos con las bandas extensométricas (L/6, 2L/6, 3L/6, 4L/6, 5L/6) durante el ensayo.

A modo de ejemplo, se incluye el registro de la viga #4 (Figura 5-55 y Figura 5-56) con objeto de ilustrar el modo de fallo expuesto:

- El incremento de tensión en el perfil es simétrico en el tramo de carga lineal (antes de punto A). Es coincidente la rama de carga a pares de L/6, 2L/6, 3L/6, 4L/6, 5L/6) durante el ensayo.
- Tras la fisuración a cortante (punto A) se produce un fallo parcial de los conectores al transferirse parte del cortante. Esta carga descendente provoca una sobrecarga a tracción en los anclajes (ya solicitados a cortante).

- En este punto se observa una capacidad de redistribución de carga entre anclajes contiguos. Al no desprenderse el recubrimiento no se produce un fallo frágil ni progresivo. Los anclajes siguen anclados en cabeza, plastificando el hormigón circundante. Esta pérdida de rigidez provoca a su vez la contribución parcial de la sección, y no completa, con una flexión local en el perfil.
- Esta contribución parcial se observa en el máximo de tensión a tracción alcanzado en L/2 (gris), oscilando en rangos de 50-60MPa mientras la carga aplicada se incrementa de 300kN a 450kN (puntos A(l/2) a B(l/2) en Figura 5-56. Se producen hasta tres ciclos de pérdida y ganancia de tensión, debido a la transferencia de cortante entre conectores.
- El fallo final (punto D del gráfico Figura 5-55 se alcanza para una deformada de 70mm para la viga#4.

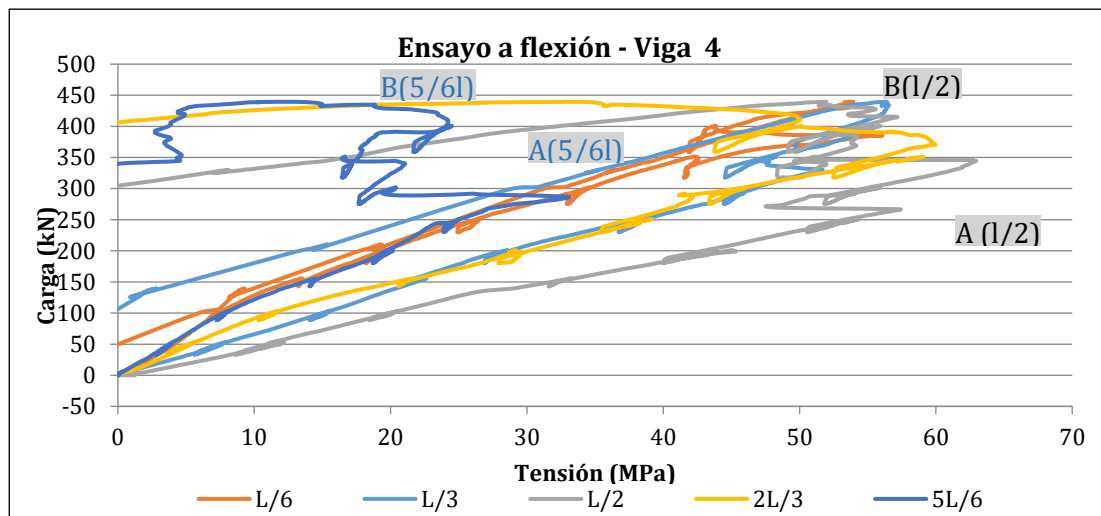


Figura 5-56 Estados tensionales en el perfil metálico medidos en cada L/6 para la viga #4.

Resultados de la viga#1 (M16-32ud)

Las imágenes siguientes recogen los modos de fallo de la viga #1 (M16-32ud de pernos levantados). Se observa una fisura a cortante Figura 5-57(a), coincidiendo con el punto de aplicación de la carga concentrada. Esta fisura es el origen del modo de fallo descrito en los puntos anteriores. En la Figura 5-57 (b) se valida la perfecta adherencia en la interfase hormigón demolido y nuevo mortero, siendo las fisuras en rotura continuas en su totalidad cruzando ambos materiales. No se observan deslizamientos relativos ni planos de fallo en dicha interfase. Las Figura 5-57 (c) y (d) muestran el fallo del macizo de mortero y de los conectores: arrancamiento del mortero y plastificación del conector (flexión-cortante).





Figura 5-57 Viga 1. Vista general del fallo (a), perfecta adherencia en servicio entre mortero y hormigón (b), fallo por arrancamiento de conectores a tracción (c) y detalle del conector y la matriz de mortero con fibras (d)

Modo de rotura de la viga#2 (M16-30ud)

La segunda viga se diseñó con idéntica configuración a la viga #1. Debido a un error constructivo no se izaron 2 conectores extremos (M16). Se resaltan en rojo en la Figura 5-50, y se indica su ausencia tras el ensayo en la Figura 5-58(d).

El comportamiento de la viga #2 es similar al descrito de la viga#1 hasta el inicio de fallo. A partir de este punto la carga máxima alcanzada es menor. El inicio de fallo es similar al serlo la capacidad a cortante de los anclajes (es poco relevante la pérdida a cortante al no izarse 2 conectores extremos). Sin embargo estos conectores izados con cabeza si controlan la respuesta a tracción, siendo relevante el no izar 2 (sobre 6 u 8).

Por el motivo anterior se alcanza una carga máxima de 379kN frente los 437kN de la viga #1. La rama de descarga es dúctil con una caída sostenida de la respuesta. En la Figura 5-58(b), en el recuadro en rojo, se observa la no fisuración del macizo de mortero al no traccionar los anclajes. De nuevo no se observa pérdidas de adherencia entre el mortero y la viga original.



Figura 5-58 Viga 2. Vista general del fallo CDC (a) fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (b) agotamiento en cabeza comprimida y plastificación perfil (c) y ausencia de conectores en extremos por fallo constructivo (d)

Resultados de la viga#3 (M12-32ud)

La viga #3 de la serie dispone de la misma configuración en el reparto de los conectores que las dos anteriores, aunque empleando una métrica menor (M12). Se mantiene la altura del conector, sin rebasar la posición de armado longitudinal de la viga original.

El modo de fallo es semejante a las anteriores, con similar inicio de fallo aunque menor capacidad última (Figura 5-59). Esta reducción es compatible con la menor capacidad de los anclajes a rasante y tracción (menor diámetro). La rotura es dúctil y se alcanza una deformada de 100mm (L/50). No se observan fallos adherentes entre el mortero y la viga original.



Figura 5-59 Viga 3. Vista general del fallo CDC (a), perfecta adherencia y cosido de las fibras en el mortero (b), fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (c) y detalle del conector y la matriz de mortero con fibras (d).

Resultados de la viga#4 (M12-64ud)

La viga #4 difiere del resto en el número de pernos izados, doblando su número respecto las vigas anteriores (64 ud de M12). Esta configuración también aporta un patrón similar de rotura: igualando el inicio de fallo por fisura a cortante y alcanzando la mayor carga resistida por la serie de vigas. La mayor disponibilidad de anclajes con resistencia a tracción (izados) posterga el fallo por cortante de la viga de hormigón. La curva de rotura es dúctil, alcanzando deformadas de 80mm (L/60). Localmente y debido a la carga puntual del gato se produce el agotamiento de la cabeza comprimida de la viga (Figura 5-60).



Figura 5-60 Viga 4. Vista general del fallo CDC (a), fallo por arrancamiento de conectores a cortante y tracción (b), agotamiento en cabeza comprimida y plastificación perfil y ausencia de conectores en extremos por fallo constructivo (d)

5.8.9 *Discusión de los modos de rotura observados*

En todas las vigas el modo de fallo es semejante, y aunque depende de la cuantía y tipo de conectores se puede describir de forma cualitativa. El reportaje fotográfico se incluye en el anejo D, así como la lectura de estados tensionales a $L/6$ en el perfil. De la campaña se extraen las siguientes conclusiones:

- La viga no presenta problemas de adherencia entre el mortero y el hormigón soporte, incluso para cargas cercanas a rotura.
- Al no existir holguras en los conectores no se aprecia ningún deslizamiento ni desacople para cargas correspondientes en servicio (antes del inicio del fallo).
- El comportamiento en servicio es correcto, con menor fisuración a la esperada y con fisuras que se propagan de la zona nueva a la existente, sin saltos en la interfase. De nuevo es un indicador de adherencia perfecta (Figura 5-61a).
- El inicio del fallo coincide con la fisuración por cortante (punto A), formándose una diagonal inclinada transfiriendo la carga al perfil metálico inferior (Figura 5-61b). A partir de este punto se pierde rigidez.
- A partir de ese punto el cortante no resistido por la viga de hormigón se transmite de forma parcial al perfil (el bloqueo del árido transmite parcialmente cortante). Este empuje descendente a la semi-sección provoca:
 - La sección metálica dispuesta, a diferencia de las pletinas metálicas planas o laminados, dispone de rigidez en sentido vertical importante. Esta rigidez es mayor a la contribución de los estribos internos de la viga. Por ello el perfil, ya traccionado, recoge parte de esfuerzos cortantes (por sus alas de la U).
 - El empuje genera unos axiles de tracción en los conectores cercanos al apoyo de la viga, adicionales al rasante.
 - El axil de tracción lo resisten únicamente los conectores izados (con cabeza), siendo despreciable la contribución de los pernos descendidos (llaves de cortante).
 - Los anclajes izados no “solapan” ni con los estribos dispuestos ni el armado longitudinal, siendo el punto débil de esta tracción la resistencia de la matriz de mortero. Esta resistencia depende de la matriz de mortero (antes de fisurar) y del contenido y tipo de fibra (después de fisurar).
 - El comportamiento post-fisuración del mortero garantiza valores a tracción equivalentes a los de la matriz. Esto significa que hasta fisuras de 1mm de apertura en el cono de mortero roto, el anclaje resiste lo mismo que al fisurar.
 - El modo de rotura inicial es una combinación de cortante y tracción, predominando el fallo por arrancamiento del mortero (cono) y plastificación local del mortero (en cabeza de tornillo). La cabeza del conector gira y hace palanca hacia el recubrimiento fracturando el recubrimiento (rotura en pry-out).
 - El recubrimiento está cosido por fibra que sostiene un valor equivalente a la resistencia a tracción del mortero, para anchos de fisura de hasta 2.5mm.
 - A medida que se incrementa la tracción en los conectores no levantados (llaves de cortante) éstos reducen su capacidad a cortante, dando pie a una pérdida progresiva de rasante global disponible.
 - Las fibras facilitan el reparto de cargas entre conectores, evitando un fallo progresivo “tipo cremallera” que se propagaría con rapidez provocando un modo de rotura frágil.

El fallo finalmente se produce por la desvinculación del perfil (Figura 5-61c). Se produce en un extremo de la viga, por agotamiento a tracción y cortante de los conectores más solicitados. Este modo de fallo se aprecia al saltar la pletina dispuesta a modo de fusible en los cuelgues verticales.

- El despegue del perfil coincide en las vigas 2,3 y 4 con una rotura de la cabeza comprimida por flexión y efecto local del gato.
- El disponer conectores sin rebasar la línea de armado de la viga, facilita constructivamente los trabajos pero no consigue transferir ni “colgar” la carga vertical recibida por el perfil.
- La viga 2 muestra un fallo prematuro, dado que por un error constructivo no se levantan 2 conectores en zona de apoyo. No siendo una cantidad relevante a cortante si lo son a tracción, y ocasionan una pérdida de respuesta importante.

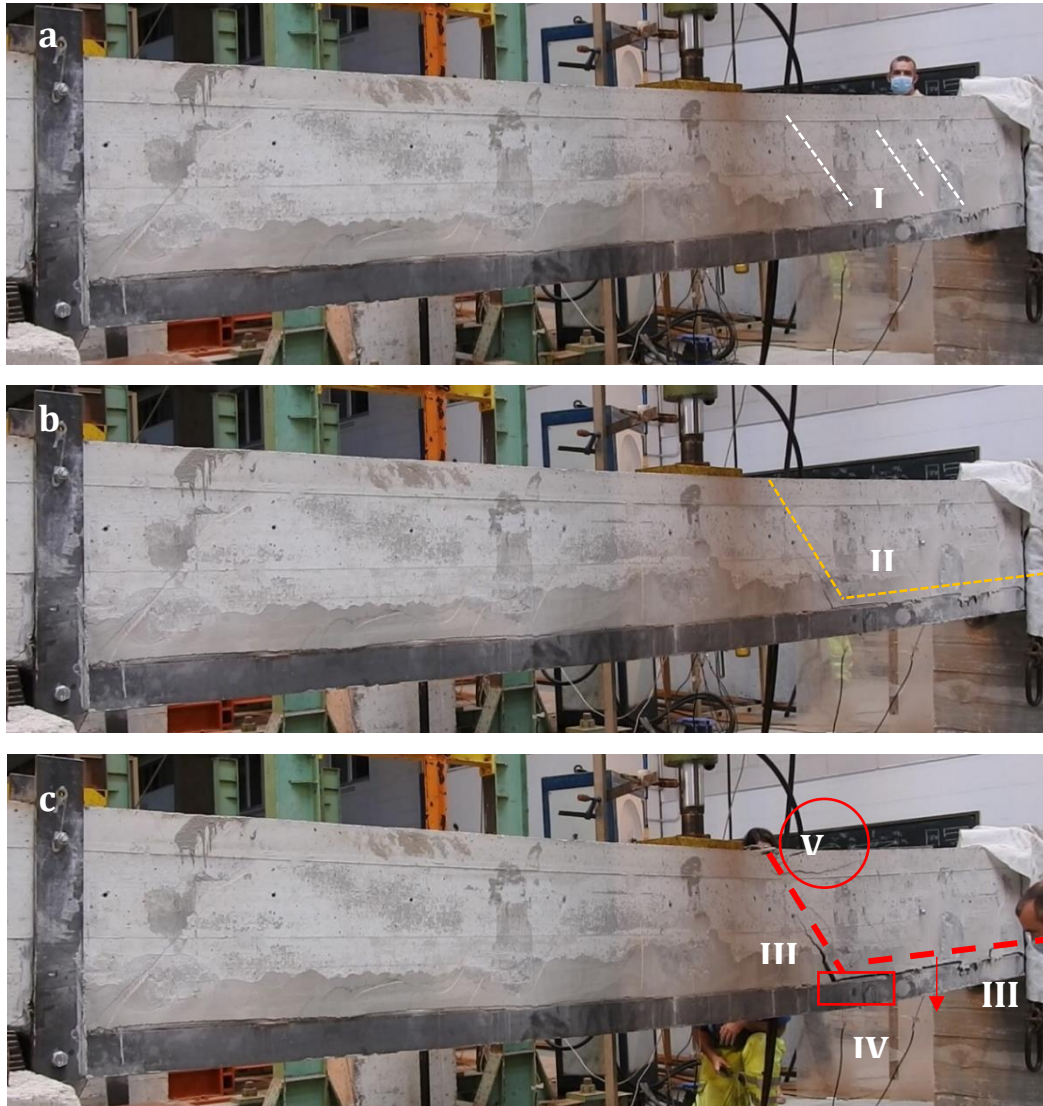


Figura 5-61 Puntos relevantes de fallo: (a) fisuración inicial repartida cercana a diagonal (I) (b) fisuración de la diagonal crítica (CDC)(II) (c) fallo por “descuelgue” del perfil en zona de apoyo (III), con plastificación del perfil (cortante-flexión local)(IV) y agotamiento local del hormigón en cabeza comprimida (V).

El mismo comportamiento se valida con la lectura de tensiones en el perfil metálico (Figura 5-56). La pérdida de tensión es consistente a $L/6$ (o $L5/6$ según el lado de rotura por viga), por fallo por empuje de cortante. Esta pérdida se da inicialmente al perder la contribución a rasante de los pernos descendidos (llaves de cortante), y responde al modelo de diseño de éstas en ACI-318-19. La ductilidad aportada por las fibras permite nueva entrada en carga de conectores, tras la rotura inicial, evitando una fragmentación del recubrimiento. Se debe recordar que los conectores anclan en recubrimiento sin rebasar línea de armado.

Por existir muy poca experimentación no se han medido tensiones en las alas del perfil inferior. Sin esta lectura es difícil estimar la contribución parcial en el semi-perfil y el ratio cortante/flexión local asumido. Esta información es relevante para afinar la transferencia por fallo CDC de la viga y dimensionar el perfil.

La consistencia en modos de rotura similares en todas las vigas confirma que el esquema estático es válido, con una dependencia de la potencia de anclajes. La respuesta de los anclajes depende del cortante y rasante que reciben.

Para rangos de carga cercanos a la fisuración CDC no se aprecia fisuras de fallo locales, ni pérdidas de recubrimiento. La cohesión del recubrimiento, sin fragmentación del mismo se mantiene hasta la rotura última. Los fallos previstos en norma para los anclajes con cabeza, embebidos en hormigón en masa (recubrimiento) no se reproducen con tanta claridad, debido a la adición de fibra. Hay un solape debido al cosido del recubrimiento que motiva (Figura 5-63 y Figura 5-64):

- En una etapa de carga hasta fisuración CDC la carga de los conectores es de cortante puro, con un reparto entre los pernos en descenso y ascendidos. En esta etapa no se dan otros fallos por fisuración intermedia (IC) o arranque en extremos (PE).
- A partir de la fisuración CDC, los conectores ascendidos asumen la tracción reaccionando al empuje descendente del perfil. Éstos ya recibían un cortante concomitante y el fallo es una combinación de pry-out a cortante y hundimiento de la cabeza del conector.

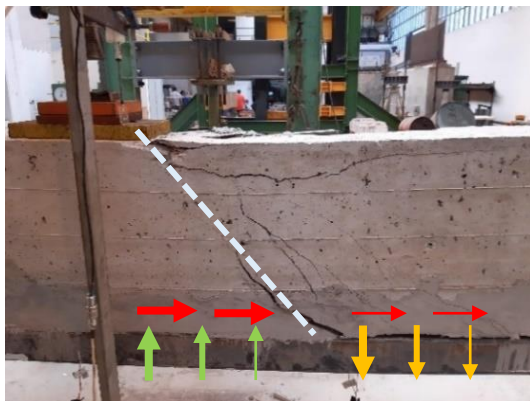


Figura 5-62 Esquema cualitativo del reparto de cortante en pernos descendidos debido al empuje a cortante



Figura 5-63 Pérdida de contribución de los conectores descendidos, debido a su nula contribución a tracción.

- En rotura final no se produce la pérdida de recubrimiento y es necesario un picado mecánico para descubrir el conector. El modo de rotura observado es plastificación a flexión del empotramiento del conector y rotura en bielas del hormigón circundante (lajas) (Figura 5-64) Esta rotura valida la ductilidad de la curva (Carga-flecha) en tramo descendente.



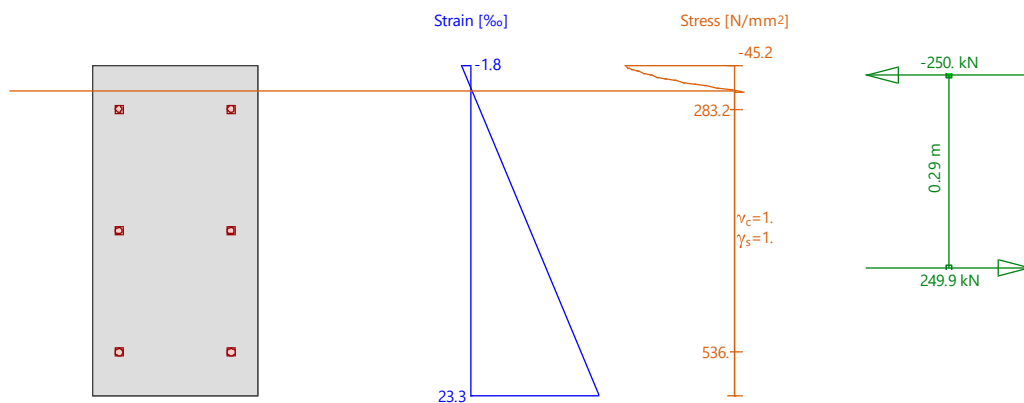
Figura 5-64 Modos de rotura del conector (rojo) embebido 80mm en el recubrimiento (ver armado en azul).

Tras comprender este mecanismo de fallo, resultaría de interés disponer una conexión asimétrica a ambos lados de la viga, para monitorizar con detalle el lado débil. Al ser así se podría monitorizar con mayor precisión el área de fallo. Igualmente hubiera sido relevante disponer ensayos reales de respuesta a cortante del hormigón V_c , para la viga sin reforzar.

5.8.10 Modelo teórico

En la campaña experimental no se ensaya una viga patrón sin reforzar. La respuesta de la viga original se estima por cálculo, dando prioridad al ensayo del refuerzo.

Para los valores resistentes de los materiales y geometría y de acuerdo con el Eurocódigo, tomando los coeficientes de seguridad iguales a 1, se estima que el momento resistente de la sección es de $M_y = 73.4 \text{ kNm}$ (Figura 5-65). Se emplean valores medios resistentes para el hormigón $f_{cm}=48\text{MPa}$ y para el acero $f_{ym}=536\text{MPa}$ (González et al., 2005).



Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.99 OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [-]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	
1	AP4		0	73.0	-	0.99					

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters "AP4" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ-ε				Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters		
	c	s		a	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	γ _M [-]	θ [-]	φ [-]
AP4	3/1	1		1	-2.	-3.5	20.		1.	1.	1.	1.	45.	0.

Extreme stresses and strain

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	CM48	0.25	0.5	-1.8	-45.2	1.00
C1	CM48	0.	0.	23.3	0.	1.00
P6	B500S_M	0.21	0.43	1.4	283.2	1.00
P2	B500S_M	0.21	0.07	20.	536.	1.00

Ultimate state "AP4"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _c [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _c [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.	73.4	0.	10.7	50.2	0	3.83	1460.98	1613.38

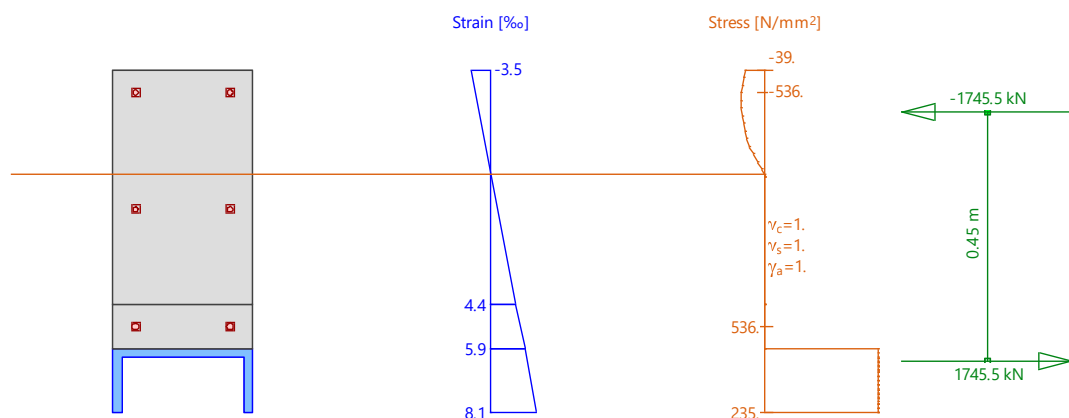
Internal section forces represented by two vectors

	Internal Forces			Moments		z	Geometric Values		
	CS [kN]	Rfmt [kN]	Sum [kN]	M	Unit [kNm]		Unit [m]	x, d	Unit [m]
Compr. F _c =	-250.	0.	-250.	M _c =	-59.2	z _c =	0.24	x _c =	0.04
Tens. F _s =	0.	249.9	249.9	M _s =	-14.2	z _s =	0.06	d =	0.31
N =			0.	M =	-73.4	z =	0.29	x/d =	0.12

Figura 5-65 Cálculo de la viga sin refuerzo.

5.8.10.1 Cota máxima asumiendo contribución completa por agotamiento del perfil.

La cota superior del refuerzo se establece asumiendo el agotamiento completo del perfil como armadura traccionada (plastificación). Esta cota implica una contribución total de la sección mixta (sin deslizamientos intermedios ni fallos por despegue). El análisis incluye la contribución a tracción del mortero fibro-reforzado (modelo lineal) y se resuelve con el programa comercial de secciones Fagus:



Action forces / Efficiency: $eff(M,N)=1$. OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion			Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	AP4		0	782.0	-	1.00				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters "AP4" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ - ϵ				Strain Limits			σ_s [N/mm ²]	Partial safety factor				Various parameters		
	c	s		a	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	θ [-]	φ [-]	
AP4	3/1	1		1	-2.	-3.5	20.		1.	1.	1.	1.	45.	0.	

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	CM48	0.25	0.5	-3.5	-39.	1.00
C2	S235	0.	-0.12	8.1	235.	1.00
P6	B500S_M	0.21	0.46	-2.7	-536.	1.00
P2	B500S_M	0.21	0.04	5.2	536.	1.00

Ultimate state "AP4"

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_c [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_c [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	780.9	0.	2.5	18.8	0	24.04	41452.8	4071.22

Internal section forces represented by two vectors

	Internal Forces			Moments			Geometric Values		
	CS [kN]	Rfmt [kN]	Sum [kN]	M	Unit [kNm]	z	Unit [m]	x, d	Unit [m]
Compr. F_c =	-1661.3	-84.2	-1745.5	M_c =	-427.3	z_c =	0.24	x_c =	0.19
Tens. F_t =	1586.3	159.2	1745.5	M_s =	-353.6	z_s =	0.2	d =	0.52
N =			-0.1	M =	-780.9	z =	0.45	x/d =	0.36

Figura 5-66 Cálculo asumiendo contribución completa.

Asumiendo la contribución completa se alcanza un flector resistente máximo de $M_y = 752\text{kNm}$ (Figura 5-66).

En la Tabla 5-27 se compara el porcentaje de utilización del perfil conseguido en el ensayo, para cada viga:

Tabla 5-27 Flector alcanzado en ensayo respecto el de agotamiento asumiendo plena contribución.

Viga	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A	
P_{y_test}	437	379	354	439	kN
M_{y_test}	524	454	424	526	kNm
$M_{y_teorico\ CC}$	780				kNm
$M_{y_test} / M_{y_teorico\ CC}$	0.67	0.58	0.54	0.67	ad

Se observa que el flector respuesta del ensayo oscila entre el 54% para la viga#3 y el 67% para la viga 1.

Flector máximo agotando la capacidad de anclaje de los conectores.

Asumiendo una distribución de esfuerzo rasante uniforme, y distribución uniforme de conectadores se estima el rasante máximo dispuesto.

Para el cortante último que aporta cada conector no se considera la tracción concomitante. Para los conectadores elevados se consideran los fallos compatibles con la realidad del ensayo: agotamiento del acero y arrancamiento de hormigón (pry-out o efecto

palanca). Aunque el modo de fallo por cercanía a borde es el mínimo teórico, no se tiene en cuenta por no ser un mecanismo de fallo observado en los ensayos (Figura 5-68).

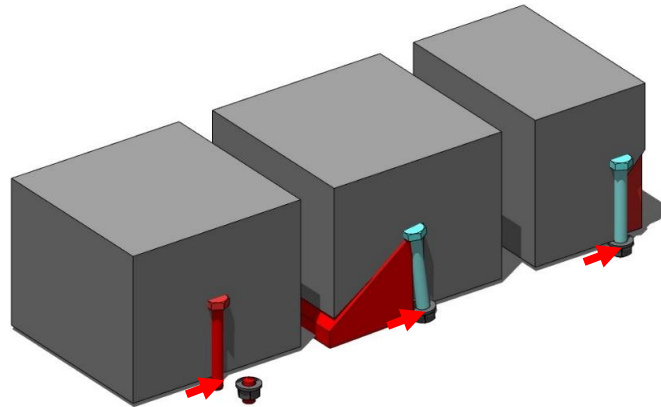


Figura 5-67 Modos de rotura a cortante (a) plastificación acero(b) pry-out (c) cercanía a borde

Para los conectores en descenso se estima su aportación como llave de cortante. El número de conectadores indicado (n_{lev} y n_{desc}) corresponden a $L/2$. Los resultados se recogen en la Tabla 5-28.

Tabla 5-28 Flector respuesta en la sección asumiendo contribución completa según anclajes.

Viga	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A		
Asumiendo fallo a rasante en el acero del tornillo (8.8):						
Métrica	M16		M12			
$V_{Rk,s}$	45.2		30.3		kN	EC2-4 7.2.2.3 STEEL FAILURE OF FASTENER *
Asumiendo fallo por arrancamiento del mortero:						
$V_{Rk,cp}$	40.4		40.4		kN	EC2-4 7.2.2.4 CONCRETE PRY-OUT FAILURE**
Asumiendo fallo en mortero por cercanía a borde:						
$V_{Rk,c}$	25.6		24.9		kN	EC2-4 7.2.2.5 CONCRETE EDGE FAILURE
V_{Rk}	40.4		30.3		kN	Contribución unitaria a cortante de perno levantado
n_{lev}	16	14	16	30	Ud	Pernos levantados para L/2
%total	41%	36%	48%	72%		% respecto del rasante total
Fallo como llave de cortante de perno descendido						
$V_{brg,sl}$	23.6	23.6	13.4	13.4	N	ACI 318- Shear lug Contribución unitaria a cortante de perno bajado
n_{des}	40	42	40	26	Ud	Pernos bajados para L/2
%total	59%	64%	52%	28%		% respecto del

T	1591	1558	1021	1259	kN	Fuerza máxima disponible de anclaje a $L/2$ **
F_{Plate}	1586	1586	1586	1586	kN	Fuerza de agotamiento o perfil a tracción
T/F_{Plate}	1.00	0.98	0.64	0.79	-	Ratio entre la capacidad a rasante anclada y agotamiento o del perfil
$M_{y, test} / M_{y, teorico CC}$	0.72	0.62	0.58	0.72	-	Flector último ensayado / Flector último agotamiento o del perfil
*Asumiendo 10mm de espesor de grout						
**No se ha observado ningún fallo por cercanía a borde y por ello se descarta el valor mínimo de cortante						
**Asumiendo reparto uniforme de conectores						

Asumiendo un reparto uniforme de carga en los conectores y para los mecanismos descritos por EC2-4, los valores ensayados no alcanzan la disponibilidad teórica de conexión existente. El modo de fallo por cercanía de borde ajustaría la estimación a la baja, pero no es realista por no producirse (debido a la cuantía de fibra y armado local).

Al ser el modo de fallo por despegue prematuro no se aprovecha en su totalidad el rasante aportado por la respuesta a cortante de los conectores.

Como se ha visto, un modelo de comportamiento del refuerzo basado en el agotamiento completo del perfil o el fallo por rasante de los conectores daría valores muy de lado inseguro, dado que ninguno de estos modos es el modo real de fallo observado en los ensayos. Por este motivo debe avanzarse en un modelo de fallo prematuro. En el siguiente apartado se obtiene la respuesta para el mecanismo determinante que origina el fallo (despegue por empuje a cortante).

5.8.10.2 Cota máxima asumiendo fallo prematuro por diagonal a cortante (CDC).

En el siguiente punto se evalúa la respuesta teórica considerando el método desarrollado en *Modelos iterativos para determinar el fallo por CDC* y descrito en los modos de fallo (capítulo 4.4.3.4). El modelo se adapta para refuerzo exterior, en este caso bulonado. El primer paso es convertir el refuerzo externo a cuantía longitudinal, con un incremento de tensión disponible en base a una variación lineal de la respuesta de los anclajes. La respuesta de los conectores a cortante se estima con EC2-4 para los tornillos levantados y con ACI318 para los tornillos descendidos (trabajando a modo de llave de cortante). El rasante se asume como repartido uniformemente para una distancia determinada del extremo (de modo simplificado).

Teniendo en cuenta el reparto de anclajes anterior se estiman los valores de cortante críticos que provocan la fisuración (Figura 5-68, $V_{dat,cr}$) y el deslizamiento (Figura 5-69, $V_{dat,u}$). El punto en que ambos se igualan es el mínimo y el que, bajo un enfoque teórico, provoca el inicio del fallo V_c (punto de cruce de ambas curvas (Figura 4-31). Utilizando el primer método descrito en 4.4.3.5 (armadura interna) se obtienen los valores de la Tabla 5-29:

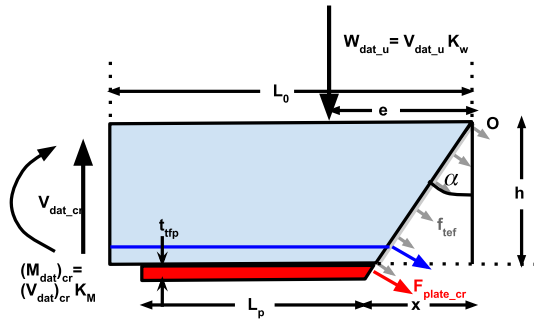


Figura 5-68 Parámetros que rigen el cortante que fisura la diagonal CDC (equilibrio rotacional) $V_{dat,cr}$

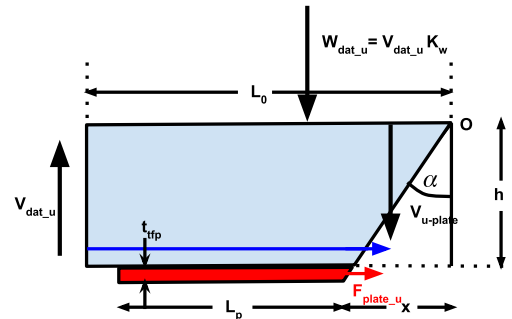


Figura 5-69 Parámetros que rigen el cortante que desliza en la diagonal CDC (equilibrio fuerzas verticales) $V_{dat,u}$

El proceso es iterativo variando la dimensión x (o ángulo α), e incrementando la cuantía P_{plate} disponible (proporcional a la máxima para $L/2$ según Tabla 5-29) debido a la disponibilidad de anclajes.

Tabla 5-29 Cálculo de cortante CDC asumiendo refuerzo como armado interno.

Conector	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A		
h_c	500	500	500	500	mm	Canto de la viga
x	1068	1065	1010	1035	mm	Ver Figura 5.68
$Lo-x$	1132	1135	1190	1165	mm	"
f_c	48	48	48	48	MPa	Calidad resistente f_{ck}
A_s	226	226	226	226	mm ²	Cuantía armado
E_c	36.9	36.9	36.9	36.9	GPa	Módulo elástico hormigón
E_p	210	210	210	210	GPa	Módulo elástico acero
b_c	250	250	250	250	mm	Base viga
b_{efp}	250	250	250	250	mm	Base semisección
t_{efp}	15	15	15	15	mm	Espesor semisección
h_{efp}	100	100	100	100	mm	Canto semisección
y_{dhefp}	33.1	33.1	33.1	33.1	mm	Centro de gravedad semisección
f_{yp}	235	235	235	235	MPa	Límite elástico acero semisección
A_{efp}	6750	6750	6750	6750	mm ²	Área resistente semisección
Lo	2200	2200	2200	2200	mm	Semi-luz
f_{cef}	1.271	1.271	1.271	1.271	MPa	Tensión fisuración hormigón
f_t	2.771	2.771	2.771	2.771	MPa	Resistencia a tracción del hormigón
V_{datcr}	180.24	179.37	164.48	171.31	kN	Cortante que genera fisuración CDC (Ecuación 4-1)
P_{plate}	818.6	803.6	552.5	666.2	kN	
	52%	51%	35%	42%		
f_1	0.51	0.51	0.51	0.51	ad	Ecuación 4-6
f_2	0.65	0.65	0.65	0.65	ad	Ecuación 4-7
f_3	1.03	1.02	0.89	0.95	ad	Ecuación 4-8
f_4	1.00	1.00	1.00	1.00	ad	Ecuación 4-9
V_{dat_u}	180.2	179.4	164.5	171.3	kN	Cortante crítico teórico Ecuación 4-11)

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

$P_{u CDC_CL}$	360.5	358.7	329.0	342.6	kN	<i>Carga teórica en gato en ensayo</i>
-----------------	--------------	--------------	--------------	--------------	----	--

Utilizando el segundo método descrito en 4.4.3.5, asemejando el refuerzo como un postensado pasivo se obtienen valores similares, tal como puede verse en la Tabla 5-30:

Tabla 5-30 Cálculo de cortante CDC asumiendo refuerzo como postensado pasivo.

Conector	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A		
h_c	500	500	500	500	mm	Canto de la viga
x	1019	1016	968	991	mm	Ver Figura Figura 5.68
L_{o-x}	1181	1184	1232	1209	mm	"
f_c	48	48	48	48	MPa	Calidad resistente f_{ck}
A_s	226	226	226	226	mm ²	Cuantía armado
E_c	36.9	36.9	36.9	36.9	GPa	Módulo elástico hormigón
E_p	210	210	210	210	GPa	Módulo elástico acero
b_c	250	250	250	250	mm	Base biga
b_{efp}	250	250	250	250	mm	Base semisección
t_{efp}	15	15	15	15	mm	Espesor semisección
h_{efp}	100	100	100	100	mm	Canto semisección
y_{dhefp}	33.1	33.1	33.1	33.1	mm	Centro de gravedad semisección
f_{yp}	235	235	235	235	MPa	Límite elástico acero semisección
A_{efp}	6750	6750	6750	6750	mm ²	Área resistente semisección
L_o	2200	2200	2200	2200	mm	Semi-luz
f_{cef}	1.271	1.271	1.271	1.271	MPa	Tensión fisuración hormigón
f_t	2.771	2.771	2.771	2.771	MPa	Resistencia a tracción del hormigón
V_{datcr}	167.01	166.28	153.88	159.54	kN	Cortante que genera fisuración CDC
P_{plate}	853.9	837.9	571.7	691.9	kN	
	54%	53%	36%	44%		
f_1	0.51	0.51	0.51	0.51	ad	Ecuación 4-6
f_2	0.65	0.65	0.65	0.65	ad	Ecuación 4-7
f_3	0.580	0.580	0.580	0.580	ad	Ecuación 4-8
f_4	1.569	1.559	1.381	1.461	ad	
V_{dat_u}	167.01	166.28	153.88	159.54	kN	Cortante crítico teórico Ecuación 4-13
$P_{u\text{ CDC PP}}$	334.0	332.6	307.8	319.1	kN	Carga teórica en

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

gato de
inicio de
fallo a
cortante

Los valores obtenidos con ambos métodos teóricos (cuantía pasiva equivalente o postensado pasivo) se comparan con el resultado de los ensayos. En concreto se comparan con la carga de inicio de fallo y carga máxima obtenidos en el ensayo (Tabla 5-26). La comparación se muestra en la Tabla 5-31.

Tabla 5-31 Comparativo del método teórico para predecir fallo CDC (cuantía longitudinal o postensado pasivo).

	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A
P_{fis} Inicio del fallo (KN)	301.5	301.3	303	286.4
P_{Umax} Carga Máxima (KN)	437,2	379,5	354,9	439,5
P_{u CDC CL}(KN)	360.5	358.7	329.0	342.6
P_{fis} / P_{u CDC CL}	0.84	0.84	0.92	0.84
P_{u CDC PP}(KN)	334.0	332.6	307.8	319.1
P_{fis} / P_{u CDC PP}	0.90	0.91	0.98	0.90

De los resultados teóricos expuestos en este apartado, se observa que:

- Ambos métodos estiman el fallo con un valor inferior al fallo real, pero mayor al de inicio del fallo del ensayo. Por tanto, están del lado seguro en la estimación de la carga real máxima, pero del lado inseguro en la estimación de la carga de inicio del fallo
- El inicio del fallo promueve la pérdida de colaboración total de la sección, provocando una menor rigidez.
- Este inicio de fallo está lejos de la carga máxima alcanzada. La carga máxima depende de la disponibilidad de anclaje vertical. Ésta es máxima para las vigas #1 y #4. Ambos ejemplos disponen de un número mayor de anclajes izados cerca de la zona de apoyo.
 - La viga #1 y #2 disponen de una capacidad a rasante similar y por ello su carga de inicio de fallo es parecida. Sin embargo la viga#2 no dispone de conectores izados en la zona cercana a apoyo (por error constructivo), motivo por el cual su carga máxima es menor
 - La viga#4 a pesar de disponer anclajes menores en métrica (M12 frente M16) sí dispone del doble de conectores izados. La diferencia de carga máxima es consistente con la diferencia de respuesta a tracción disponible en los anclajes.
- Como conclusión podemos decir que el método CDC da unos valores adecuados (muy parecidos y siempre del lado seguro) para estimar la carga última del refuerzo, pero estiman una carga de inicio del fallo superior a la real.

5.8.10.3 Cortante según EC2 sin armadura transversal.

De forma complementaria se evalúa la capacidad a cortante considerando la pletina externa como cuantía longitudinal de armado (Tabla 5-32). Esta formulación limita la cuantía de armado longitudinal a <0.02. La cuantía longitudinal se obtiene ajustando su contribución en base a los anclajes dispuestos k_{plate} (uniformemente distribuidos).

Tabla 5-32 Cálculo de cortante según EC2 asumiendo refuerzo como cuantía interna.

EN 1992-1-1:2004 Ap 6.2.2 Members not requiring design shear reinforcement						
Viga sin refuerzo						
V_{Rdc}	75.50				kN	Cortante máximo de diseño
$C_{Rd,c}$	0.18				ad	
k	1.632				ad	Coeficiente de forma
σ_{cp}	0				MPa	Tensión de pretensado
k_1	0.15				ad	
v_{min}	0.51				MPa	
V_{Rdmin}	56.90				kN	
$P_{u\ EC2-sr}$	151.0				kN	Carga teórica para viga sin refuerzo (y sin armado transversal A_{st})
Viga reforzada y evaluando el cortante a una distancia h del apoyo (0.70m)						
	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A		
T/F_{plate}	1	0.98	0.64	0.81		% Anclaje refuerzo a centro luz
k_{plate}	0.32	0.31	0.20	0.25		% contribución refuerzo a $x=d$ del apoyo
A_{efp}	6750	6750	6750	6750	mm ²	Área refuerzo
ρ	0.019	0.019	0.013	0.015	-	Cuantía
$C_{Rd,c}$	0.18	0.18	0.18	0.18	ad	
k	1.63	1.63	1.63	1.63	ad	
σ_{cp}	0	0	0	0	MPa	
k_1	0.15	0.15	0.15	0.15	ad	
v_{min}	0.51	0.51	0.51	0.51	MPa	
V_{Rdmin}	56.90	56.90	56.90	56.90	kN	
V_{Rdc}	165.5	164.4	145.2	154.3	kN	
$P_{u\ EC2\ R}$	330.9	328.8	290.4	308.6	kN	Carga teórica en gato de inicio de fallo a cortante

Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

En la Tabla 5-33 se compara la estimación del cortante resistido empleando la formulación del EC2 (Ap 6.2.2):

Tabla 5-33 Comparativo de estimación del punto de fallo a cortante con EC2.

	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A
Inicio del fallo (KN)	301.5	301.3	303	286.4
Carga Máxima (KN)	437,2	379,5	354,9	439,5
$P_{u\text{ CDC CL}}(\text{KN})$	330.9	328.8	290.4	308.6
$P_{\text{fis}} / P_{u\text{ CDC PP}}$	0.91	0.92	1.04	0.93

Los valores obtenidos quedan del lado de la inseguridad, excepto para la viga número 3, en la estimación de la carga inicio del fallo, siendo más conservadores que los estimados con los métodos de predicción del fallo por fisura a cortante (CDC). Respecto a la carga máxima, dan valores siempre del lado seguro

5.8.11 Discusión de resultados

Hipótesis de plena contribución de la sección

El fallo asumiendo contribución completa de la sección anexada no se ha dado en los ensayos realizados. De forma prematura se producen mecanismos que reducen la contribución de los anclajes, reduciendo su capacidad última teórica y originando el fallo antes de que el refuerzo plastifique.

Para la vigas objeto de estudio se alcanza una contribución máxima del 67%, a pesar de disponer un capacidad de conectores a rasante (viga #1) cercano al 100% de agotamiento del perfil (Tabla 5-28).

En los ensayos no se aprecian deslizamientos relativos atribuibles a fallos de adherencia entre hormigón y mortero o por holguras en los conectores.

Fallo prematuro del refuerzo por fallo a cortante de la viga de hormigón.

El inicio del fallo se origina con una pérdida de contribución total del refuerzo, reduciendo la rigidez de la viga. Este fallo lo inicia el desplazamiento vertical por fisuración a cortante de la viga de hormigón original. Por rigidez, en primera instancia se transmite la carga a la semisección inferior. Por compatibilidad de deformaciones, no se moviliza la contribución de los estribos de la viga original. Siendo así, este inicio de fallo depende de la sección de hormigón y calidad del mismo, y del armado longitudinal (interno y el externo debidamente anclado); pero no de la armadura de cortante de la viga original.

Los dos métodos utilizados para estimar la fisuración y el deslizamiento a cortante coinciden: la equivalencia a armado longitudinal y como postensado pasivo.

El valor máximo que arrojan no se corresponde con la carga última y si corresponde con el inicio del fallo (punto A 300kN para todas las vigas).

Los métodos iterativos ajustan mejor el punto de inicio de fallo, y el método directo de obtención del cortante en una viga sin armado transversal de acuerdo con EC2 es menos conservador y en algún caso ha producido valores del lado de la inseguridad.

Tabla 5-34 Comparación de resultados estimados frente los ensayados.

	#1- M16B	#2- M16B	#3- M12B	#4- M12A
Ensayo:				
P_{fis} Inicio del fallo (KN)	301.5	301.3	303	286.4
P_{Umax} Carga Máxima (KN)	437,2	379,5	354,9	439,5
Modelo:				
Carga máxima estimada asumiendo fallo CDC y convirtiendo la sección como armado longitudinal interno				
P_{u CDC CL}(KN)	360.5	358.7	329.0	342.6
P_{fis} / P_{u CDC CL}	0.84	0.84	0.92	0.84
Carga máxima estimada asumiendo fallo CDC y convirtiendo la sección como postensado "pasivo"				
P_{u CDC PP}(KN)	334.0	332.6	307.8	319.1
P_{fis} / P_{u CDC PP}	0.90	0.91	0.98	0.90
Carga máxima estimada asumiendo fallo a cortante sin armadura transversal con formula Eurocódigo 2				
P_{u CDC EC2}(KN)	330.9	328.8	290.4	308.6
P_{fis} / P_{u CDC EC2}	0.91	0.92	1.04	0.93

De acuerdo a los resultados obtenidos con los distintos modelos teóricos y su comparación con los valores experimentales (Tabla 5-34), puede concluirse que el modelo más preciso para obtener la carga última de la viga reforzada (carga inicio del fallo) es considerar el fallo a cortante previsto en Eurocódigo 2. Sin embargo, los valores del modelo están del lado inseguro. La respuesta depende de la disposición de los conectadores en la zona cercana al apoyo, al anclar y movilizar mayor cuantía externa de refuerzo (asumida como armadura longitudinal de la viga). La armadura externamente conectada (en forma de perfil) resiste el modo de fallo asumiéndose como una cuantía virtual longitudinal.

5.8.12 Simulación del refuerzo mediante modelo de elementos finitos.

Para complementar el análisis teórico se han desarrollado modelos numéricos por elementos finitos de las vigas ensayadas.

El modelo persigue aproximar el modo de fallo de la viga reforzada en laboratorio, para posteriormente evaluar mejoras modificando su configuración.

En este apartado se extrae la información relevante de los resultados obtenidos, incluyéndose información adicional en el anejo F.

Los modelos desarrollados son:

- Viga original reforzada con idéntica configuración a la ensayada, con refuerzo externamente conectado en paramento inferior (Figura 5-70a).
- Misma viga que A incluyendo pletinas de cuelgue en la zona de apoyo para mejorar la respuesta a cortante (Figura 5-70b).

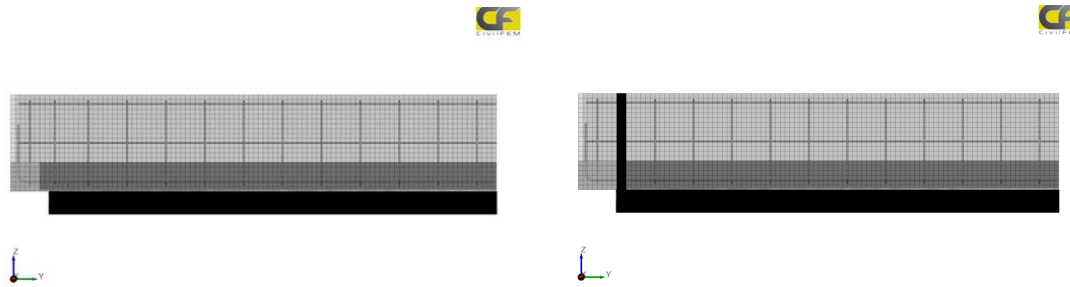


Figura 5-70 Modelos numéricos realizados (a) idéntica a la ensayada (b) incorporando pletinas verticales en apoyo para mejora de la repuesta a cortante.

Debido a la ausencia de recomendaciones de diseño para diseñar secciones mixtas con reparto del cortante entre el perfil metálico y una viga de hormigón, se decide realizar un modelo numérico. Con estos modelos se pretende validar:

- Correcto comportamiento del perfil metálico (zonas acarteladas).
- Aproximación del modo de fallo crítico (por agotamiento a cortante).

Para ambos modelos es necesario calibrar el comportamiento post-fisuración del mortero reforzado con fibras. El procedimiento empleado se describe en el Anejo E, dónde se simula el ensayo normalizado EN 14651 y mediante el ajuste iterativo de los parámetros de “softening” del software se ajusta la relación carga-flecha de dicho ensayo.

5.8.12.1 Modelo de la viga ensayada

El modelo se implementa con la geometría y prestaciones resistentes indicadas en las vigas ensayadas: Viga #1 (Apartado 5.8.3).

Para la realización del modelo con el método de elementos finitos, se han utilizado los siguiente tipo de elementos:

- Viga de hormigón: Sólido.
- Refuerzo de acero: Placa.
- Armadura de refuerzo y conectores: Viga.

El modelo se ha realizado mediante una simetría en el centro de vano para reducir el número de elementos y por tanto tiempo de cálculo. El hormigón se ha modelizado mediante elementos sólidos con un mallado regular mediante extrusión que permite un control de mallado en las tres direcciones. Se ha diferenciado los volúmenes correspondientes al hormigón antiguo y el nuevo reforzado con fibras, uniéndose mediante fusión de nodos. El número de elementos sólidos es de 20.000.

La armadura se ha modelizado mediante elementos viga. El número de elementos para la armadura asciende a 6240. Estos elementos se han ligado a los elementos sólidos mediante la utilidad inserción que permite ligar un elemento huésped (elemento sólido de hormigón) con el elemento insertado (elemento viga correspondiente a la armadura) sin necesidad de fusionar sus nodos. El perfil metálico esta modelizado mediante elementos Shell con un total de 53480 elementos.

La relación entre los diferentes elementos es la siguiente:

- Viga hormigón antigua-viga hormigón reforzado con fibras: continuidad de malla.
- Viga de hormigón-refuerzo de acero: contactos de rozamiento.
- Refuerzo de acero-conectores: continuidad de malla.
- Viga de hormigón-conectores: inserciones.
- Viga de hormigón-armado de viga: inserciones.

Se aplican las siguientes condiciones de contorno:

- Restricción del desplazamiento horizontal en el plano medio de la viga, debido a las condiciones de simetría.
- Restricción del desplazamiento vertical en el apoyo de la viga.
- Restricción del desplazamiento horizontal perpendicular a la viga (eje X del modelo) en el eje longitudinal de la viga.

Se modelan los conectores con cabeza cilíndrica equivalente a la tuerca de la métrica (M16). La altura de los mismos corresponde con la dispuesta en el ensayo (con paramento de cabeza superior enrasado con estribo interno de la viga). Los conectores se han modelado mediante elementos viga. Estos conectores están unidos al perfil mediante fusión de nodos y al hormigón reforzado con fibras mediante la utilidad de inserción. Además, se ha modelado un contacto tipo friccional entre la superficie superior del perfil y la inferior del hormigón. La disposición relativa entre el perfil, los conectores y la armadura de la viga se puede observar en la Figura 5-71, donde se ha ocultado el hormigón reforzado con fibras:

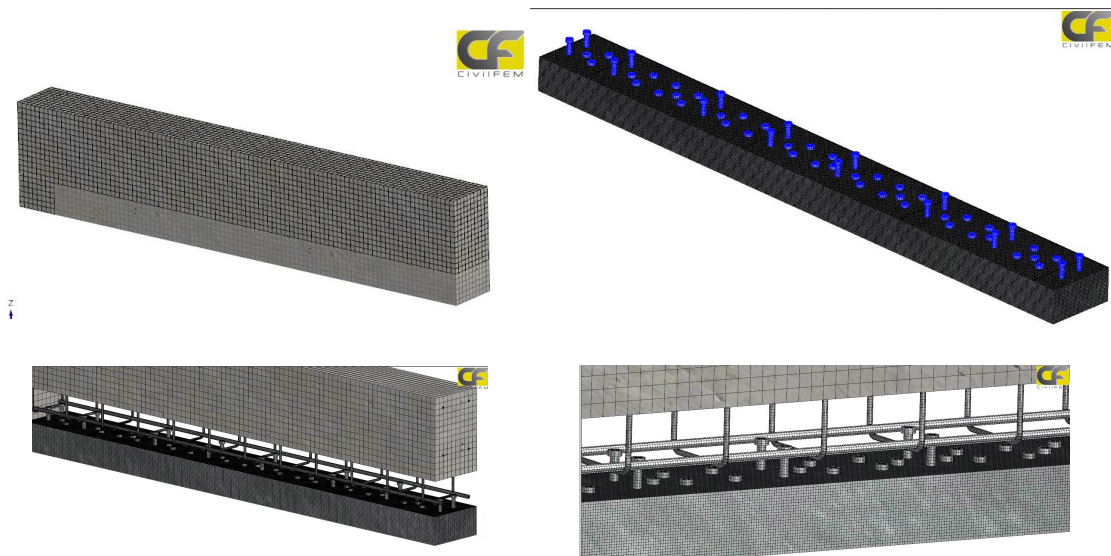


Figura 5-71 Geometría del modelo de la viga reforzada.

La carga se aplica en el centro del vano. El modelo deja de converger para un desplazamiento máximo vertical de 0.987 cm y una carga de 229.8 kN (Figura 5-72). La no convergencia se debe a un problema numérico debido a que el software no encuentra la solución al colapso global de la viga. Dicho valor se acerca al inicio de fallo obtenido en el ensayo y de forma analítica, pero no describe la rama dúctil aportada por la resistencia a tracción y cortante de los conectores anclados en el mortero con fibras.

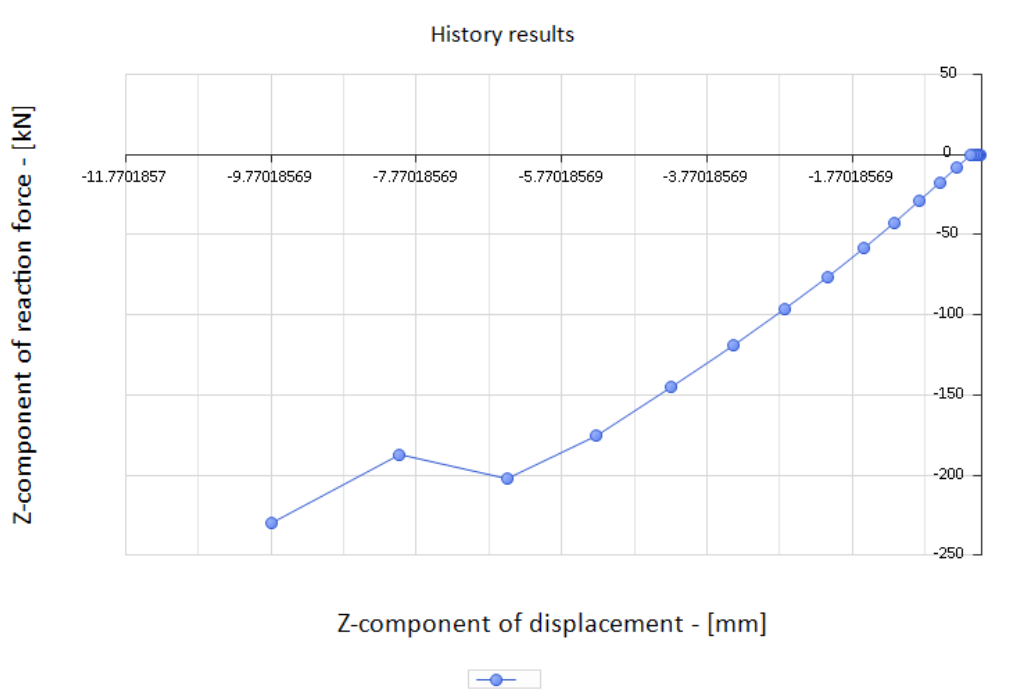
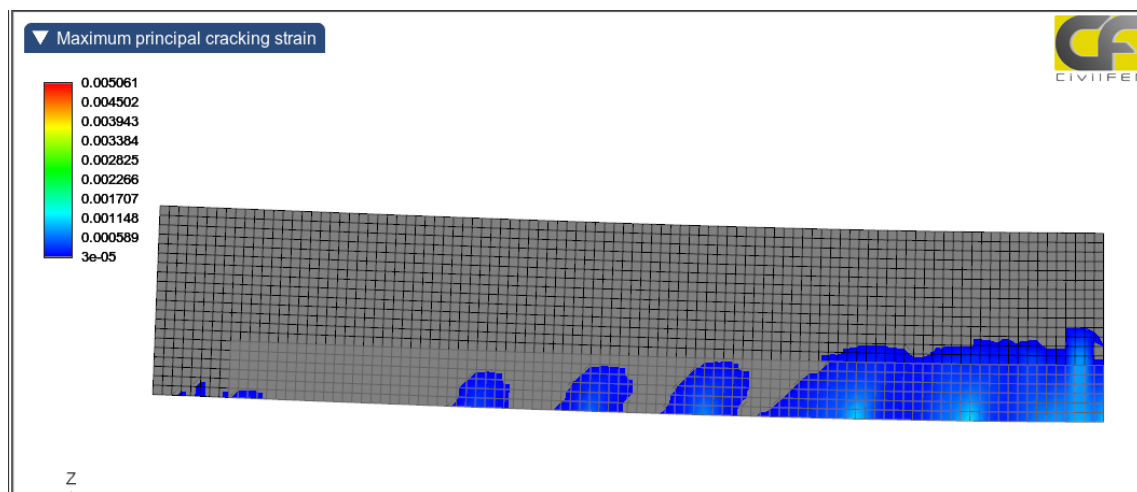


Figura 5-72 Relación carga (kN) y flecha (centro vano, mm) obtenida del modelo.

Al representar la fisuración (máximo crack strain) en el hormigón, se observa en la Figura 5-73 y Figura 5-74 cómo se empiezan generando fisuras de flexión incrementándose las que están situadas aproximadamente a $\frac{1}{4}$ de la viga en los últimos pasos. Dichas fisuras se propagan por la zona de contacto entre el hormigón antiguo y el nuevo reforzado con fibras, acabando en un ángulo de 45 grados hacia el punto de aplicación de la carga. El modelo deja de converger antes de llegar a dicho punto.

De forma cualitativa el modo de fallo describe el inicio del fallo obtenido en ensayos: agotamiento del refuerzo externo prematuro por dislocamiento a cortante (CDC). Debido a las condiciones de contacto entre hormigón y mortero aparece un escalón horizontal en la zona de contacto entre hormigones. Dicha zona se ha modelizado de forma continua mediante fusión de nodos, lo que podría generar una concentración de tensiones y una fisura mayor de la esperable. Esta zona se podría simular también mediante un contacto cohesivo con un comportamiento de adherencia y rozamiento para un resultado más realista en esta zona.



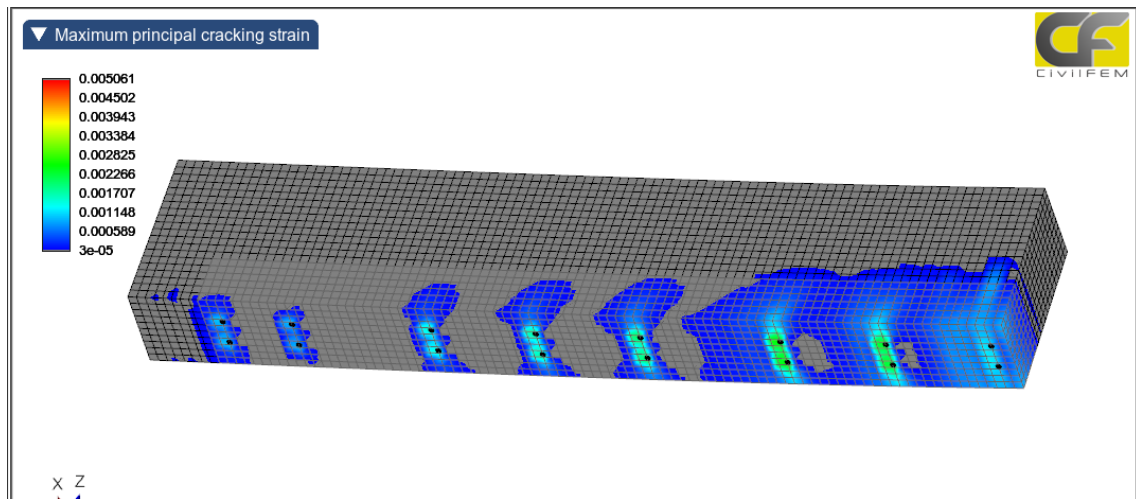


Figura 5-73 Fisuración para flecha en centro de vano de 5.3mm (unitaria).

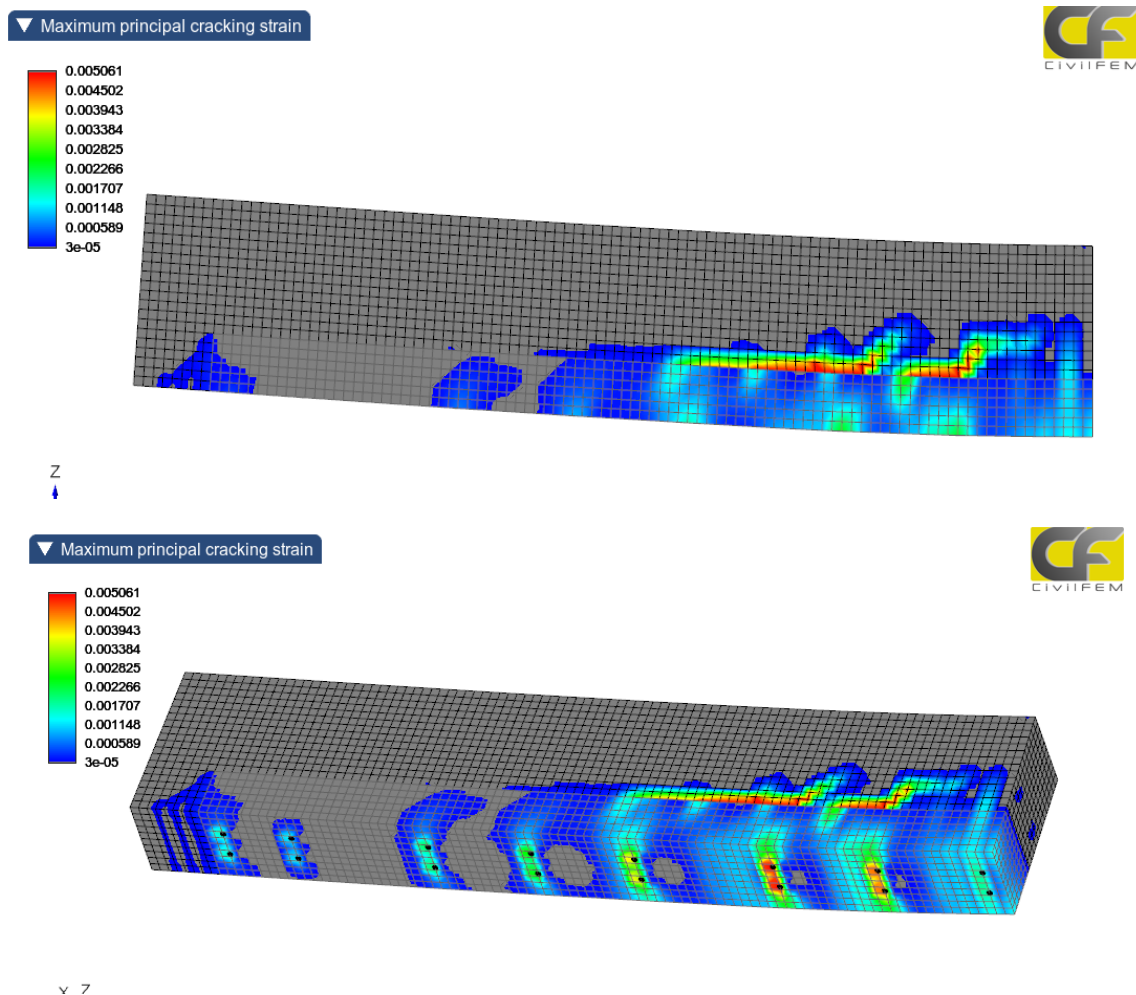


Figura 5-74 Fisuración para flecha en centro de vano de 9.8mm (unitaria).

Al no llegar la fisura al punto de aplicación de la carga cabe pensar que el modelo no ha dejado de converger por un mecanismo generado por estas fisuras.

Si observamos la fisuración en la zona de los conectores (Figura 5-75), podemos ver cómo se han formado unos conos de arrancamiento del hormigón (pry-out) pudiendo ser este el motivo de la no convergencia al poder formar dichos elementos fisurados un mecanismo local. La unión conectores-hormigón se ha modelizado mediante la utilidad “inserción” del software, que permite una unión entre el elemento huésped y el insertado sin necesidad de fusionar nodos. Con objeto de modelar la respuesta en post-fisuración de la zona de anclajes debería modelarse el mortero con los huecos de los conectores con un mallado más fino y modelizar los conectores con elementos sólidos y contactos entre ellos.

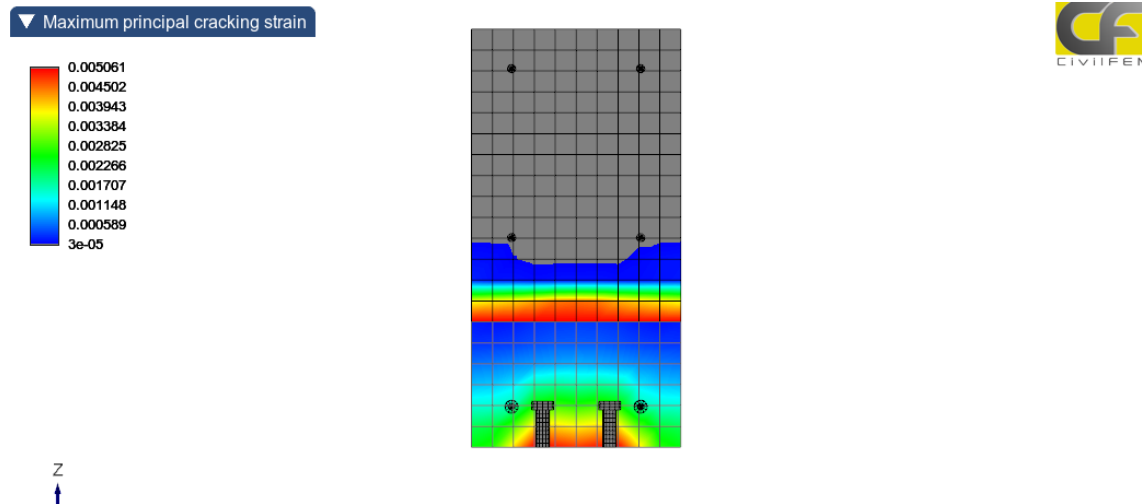


Figura 5-75 Fisuración en zona de anclajes para sección crítica en cortante (CDC).

Por último, representamos la deformación plástica equivalente en las partes metálicas de la viga. Podemos observar como la armadura a cortante (Figura 5-76) ha plastificado en la zona de la fisura principal.

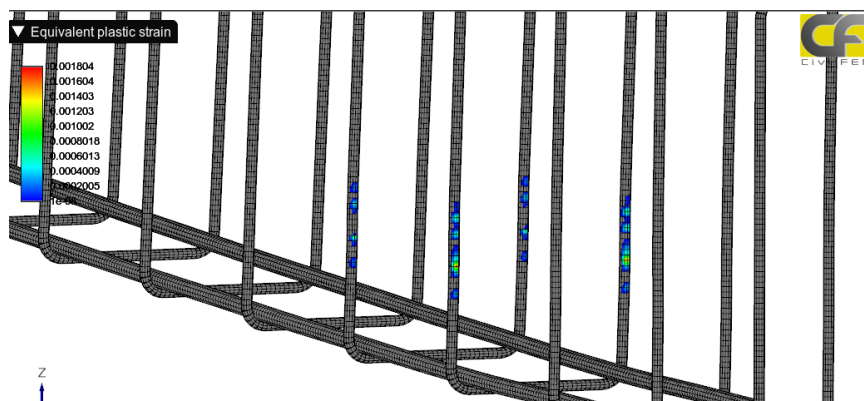


Figura 5-76. Agotamiento del acero en los estribos internos (unitaria).

Al representar la curva carga desplazamiento podemos ver cómo se produce un cambio de pendiente o pérdida de linealidad antes de la no convergencia. Es necesario en investigaciones posteriores mejorar el modelo (anclajes y mortero como elementos sólidos) con objeto de alcanzar el patrón de cargas observado en la campaña experimental.

5.8.12.2 Modelo de viga con dispositivo para transferir el cortante

En base a los resultados de la simulación anterior, dónde no se alcanza la rama dúctil del fallo a cortante de la viga (mecanismo en el arrancamiento de los conectores) se realiza un modelo que mejore dicho comportamiento. A la nueva viga se le incorporan dos pletinas ancladas (Figura 5-77): recogiendo la carga en los laterales de los perfiles metálicos

(tornillo) y entregando en cabeza de la viga de hormigón (conector insertado). Esta carga "izada" debe transferirse posteriormente por bielas y tirantes a los apoyos originales.

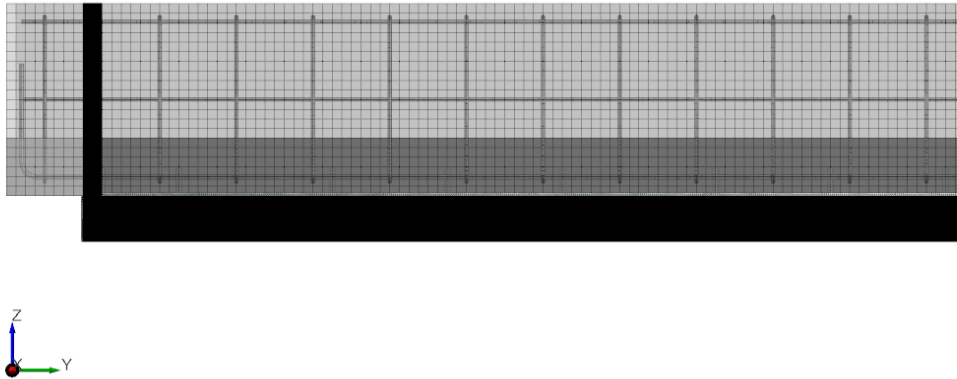


Figura 5-77 Vista lateral de la viga modelizada con pletinas ancladas.

La relación carga flecha obtenida se resume en la Figura 5.78, con una carga límite de 400kN y flecha 7.4mm. El fallo se produce por la no convergencia del modelo debido a fallo local por fisuración en el tirante en la zona de apoyo y a excesiva compresión en cabeza comprimida (zona de apoyo del gato de prensa), tal y como se muestra en las Figura 5-78 y Figura 5-79. Igualmente, se agota la armadura a flexión en la viga original (Figura 5-80).

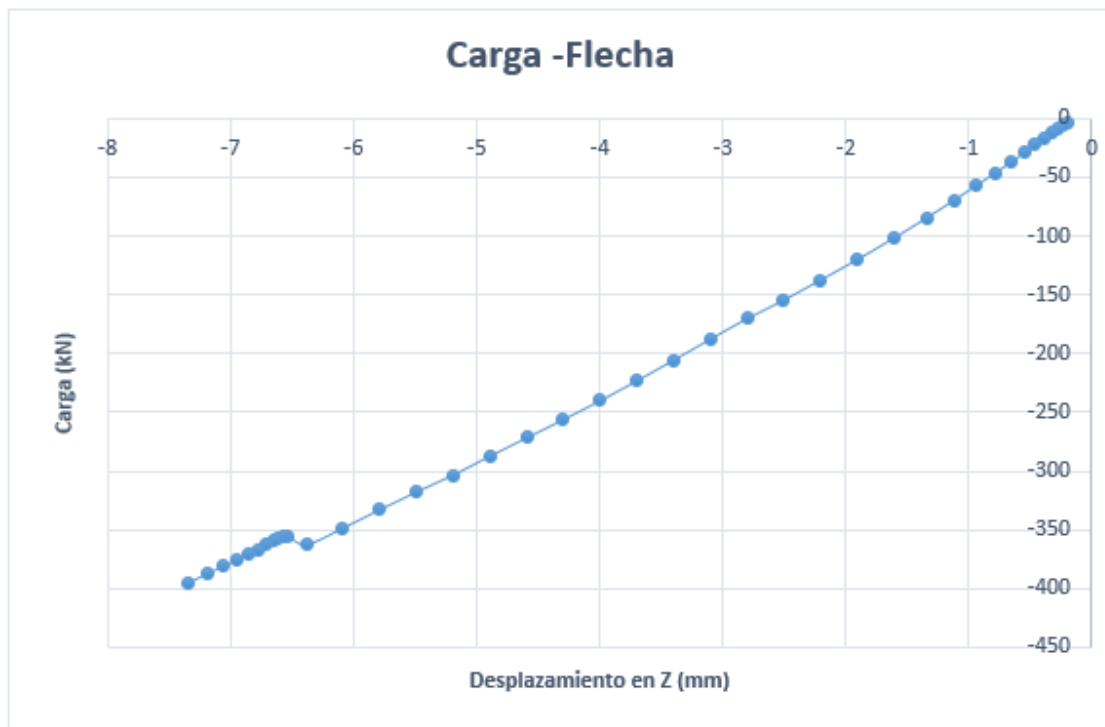


Figura 5-78 Carga desplazamiento obtenida del modelo.

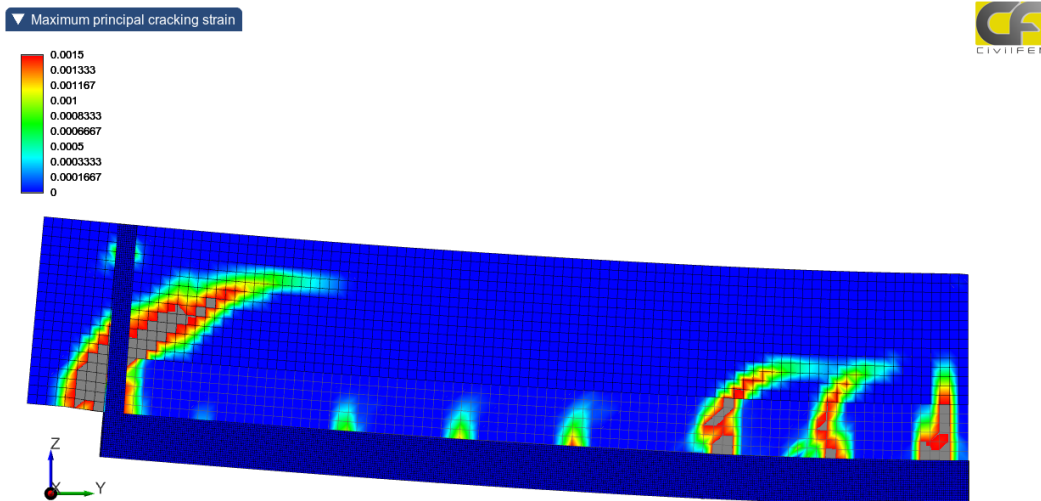


Figura 5-79 Fallo por fisuración en tirante en zona de apoyo (deformación unitaria en hormigón)

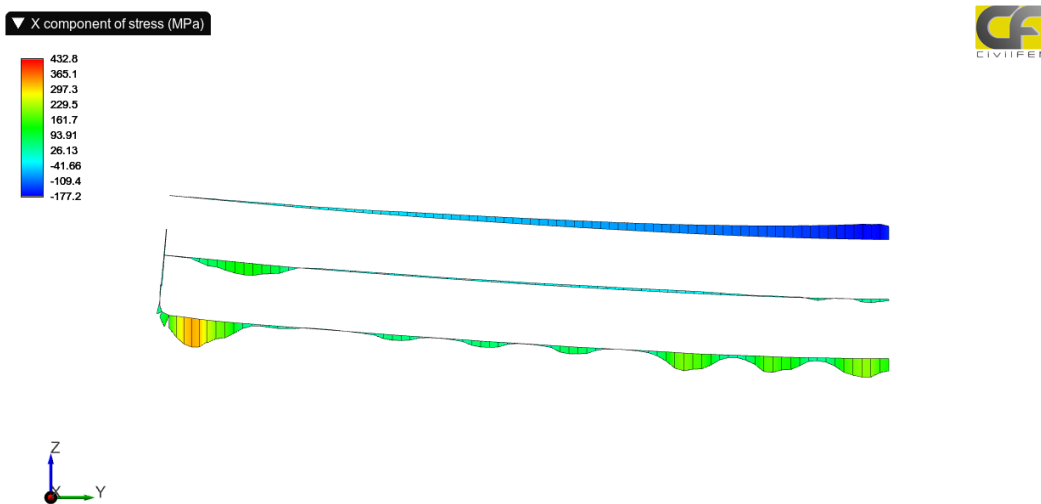


Figura 5-80 Agotamiento del armado interno por el mecanismo de apoyo (tensión en armado original de la viga, MPa)

Los resultados obtenidos en la simulación son razonables en base a los mecanismos dispuestos. Las conclusiones de este estudio complementario son las siguientes:

- Los modos de rotura por despegue por fisuración a cortante se pueden evitar con dispositivos específicos, y dimensionando el perfil metálico para dicha transferencia.
- Constructivamente implica disponer dispositivos simples de transferencia en la zona de apoyo: cuelgues con pletinas o barras y/o nuevos apoyos (ménsulas).
- El análisis predice los fallos locales (conectores, rigidizadores en chapas, agotamiento de bielas) y es una herramienta útil para realizar un estudio paramétrico avanzado de soluciones.
- Para simular de forma correcta la respuesta de los conectores insertados deben modelarse como sólido con un mallado suficiente.

5.8.13 Comparación con refuerzo adheridos CFRP

Para poder comparar los resultados obtenidos en la campaña experimental con otros métodos de refuerzo, se incluye un cálculo teórico reforzando las vigas originales mediante

adhesión de materiales compuestos. El cálculo incluye los diferentes modos de fallo: por agotamiento del material o diversos mecanismos de fallo prematuro (Bulletin fib 90 ((Fernández-Ordóñez Hernández et al., 2019)):

- La viga original se refuerza con 2 capas de 2 laminados a flexión (cuantía máxima en el ancho de la viga) y sin refuerzo a cortante.
- El estado previo de cargas antes de reforzar es únicamente el peso propio de la viga (como en el ensayo).
- Se obtiene la carga máxima asumible en los siguientes supuestos:
 - Plena colaboración del refuerzo.
 - Fallo por despegue en extremos (PE).
 - Fallo por arrancamiento del recubrimiento.
 - Fallo prematuro por fisuración intermedia (IC).
 - Fallo prematuro por fisura a cortante (CDC).
 - plena colaboración o despegues prematuros) se obtiene el flector o cortante máximo permitido.

El resultado del análisis puede verse en el anejo G, siendo los principales resultados los que se resumen en la Tabla 5-28:

Tabla 5-28 Modos de fallo y capacidad última

Fib Bulletin 90			
Área refuerzo	A_f	672	mm ²
Situación con refuerzo Contribución completa	M_{Rd}	399.8	kNm
Longitud efectiva adherencia	L_e	0.291	m
Despegue en extremo	M_{Rd}^*	218	kNm
(Art. 6.2.1.4.1 / 5.3.2 FIB Bulletin 90)	M_{Ed}	70.0	kNm
Despegue	$V_{Rd,c,fe}$	101.92	kN
Arrancamiento recubrimiento	M_{Rd}^{**}	234	kNm
(Art. 6.3.5.1 FIB Bulletin 9)			
Despegue fisuras intermedias (IC) Art.	M_{Rd_IC}	215	kNm
6.3.3.1 / 6.2.1.3.2 FIB Bulletin 90	$M_{Rd_IC}^{***}$	110	kNm
Despegue CDC	M_{Rd_CDC}	241	kNm
Art. 6.3.5.2 FIB Bulletin 90			

* M_{Rd} corregido según M_{Ed} obtenido en zona de apoyo

** M_{Rd} corregido según $V_{Rd,c,fe}$ (cortante actuante en zona de apoyo) asumiendo $a_f=0.01m$

*** M_{Rd} método simplificado obteniendo $f_{fb,IC}=242MPa$ en material compuesto

De los valores anteriores se concluye que la respuesta máxima alcanzable en la viga reforzada con materiales compuestos, disponiendo la máxima cuantía de fibra, es de 215kNm (por fallo por fisuración intermedia a flexión) lo cual representa un 42 % del obtenido con el refuerzo propuesto.

Sin embargo la formulación que limita la carga máxima es muy sensible al patrón de cargas puntuales, como la viga objeto de estudio. Asumir una distancia entre el apoyo y el laminado de refuerzo de 1cm no es limitante, aunque es poco realista.

De colocarse anclajes para evitar el modo de fallo por arrancamiento de cortante y en extremos (U de hoja de fibra de carbono), el fallo por CDC (idéntico al estudiado para RSCM) se estima en 241kNm, que representa sólo un 47% del obtenido mediante el refuerzo propuesto en la tesis.

5.8.14 Conclusiones

Como resumen de los resultados obtenidos en este capítulo, las siguientes conclusiones incluyen la parte constructiva y tecnológica de las técnicas utilizadas en el refuerzo, y la parte estructural derivada de los ensayos de las vigas.

Aspectos constructivos:

- Es una tecnología construible con los equipos y materiales disponibles en la actualidad.
- Las secciones metálicas deben proveerse listas para su posicionamiento: telescópicas o ensamblables por tramos, con revestimiento anticorrosión, puntos de izado y tomas de inyección del mortero.
- La demolición con agua es una técnica rápida, robusta y robotizable. Permite su uso bajo agua y en sitios de difícil acceso (posicionando utillajes específicos).
- Para mejorar la ejecución (alineación) de la demolición, los útiles deben anclarse o desplazarse sobre la estructura, con mástiles, railes o estructuras secundarias. El cabezal del equipo debe ser coplanar al de la zona a demoler, para usar correctamente la programación de movimientos en boquilla.
- No se ha obtenido buenos resultados empleando un robot de demolición desplazándose sobre un terreno no coplanar con la estructura.
- Para la apertura de los alveolos se recomienda:
 - Si además del refuerzo debe repararse zonas débiles o con corrosión, la hidrodemolición será con alto caudal (200l/min) y alta presión (1000bar). Esta configuración tiene carácter selectivo, eliminando daños internos y planos de fisuras. Siendo así debe prestarse atención a eventuales fallos o colapsos locales, ajustando la potencia del equipo y tomando las medidas de seguridad oportunas (de trabajo y estabilidad estructural).
 - En caso contrario, si solo es necesario abrir los alveolos para los conectores, se recomienda trabajar a menor caudal (15-20l/min) y ultra alta presión (3000bar), para ganar precisión en el corte (hidrofresa).
 - La técnica de hidrodemolición puede combinarse con otros métodos previos para retirar mayores volúmenes de hormigón. Sí es importante tratar los paramentos resultantes con agua a presión para eliminar zonas fisuradas y débiles.
- El paramento resultante tras la hidrodemolición garantiza un soporte limpio, sano y con árido visto (o partido según la presión).
- No se ha observado afectación del armado durante la realización de las probetas.
- La demolición debe realizarla personal con la formación específica (del fabricante de equipos), con experiencia y realizando pruebas previas al inicio de los trabajos para cada lote de hormigón.
- Durante los trabajos de demolición es necesario definir un plan estricto de seguimiento (avance, espesor, eventuales daños ocultos en la estructura), debidamente supervisado por un ingeniero con experiencia.
- Para la inyección del mortero con fibras se recomienda el uso de bombas de pistón. Con los equipos sinfín es necesario limpiar la camisa de la bomba con frecuencia para evitar bloqueos.

Comportamiento estructural de las vigas

Las conclusiones sobre el comportamiento de las vigas reforzadas son:

- La nueva sección a anexar admite varias configuraciones, en forma y en esquema estático final (con nuevos apoyos o sin ellos). El trabajo ha explorado el refuerzo anexando sección mixta en paramento traccionado sin nuevos apoyos y sin mecanismos de cuelgue.
- La carga máxima alcanzada es 7 veces superior a la respuesta teórica de la viga sin reforzar. El modo de rotura en todos los casos es dúctil, con perfecta adherencia entre mortero y hormigón y sin pérdida de recubrimiento.
- La respuesta carga-flecha de las 4 vigas, y los estados tensionales son consistentes en todas ellas:
 - Se identifica un tramo inicial de colaboración completa (sin deslizamientos relativos en conectores). Este tramo finaliza al iniciarse el desplazamiento vertical a cortante de la viga (CDC).
 - El inicio de fallo a cortante depende de la sección de hormigón de la viga y del armado longitudinal (original más el anexado), pero no de los estribos de la viga original.
 - La carga correspondiente al inicio de fallo (formación de la fisura a cortante) se puede calcular con el método iterativo descrito en el capítulo 4.3.3.5. Los valores teóricos obtenidos están ligeramente del lado inseguro, aunque están del lado seguro en la predicción de la carga máxima.
 - O calculando el cortante máximo para la viga sin armado transversal (Eurocódigo 2), prescindiendo de los estribos y asimilando el refuerzo como cuantía equivalente longitudinal. En este caso, se obtiene un valor más preciso (aunque también ligeramente del lado inseguro) de la carga de inicio del fallo. Igualmente, el modelo da valores muy del lado seguro (coeficientes entre 1.15 y 1.42), en la estimación de la carga máxima.
 - La capacidad de respuesta a cortante de la viga incrementa al aumentar el número de anclajes en la zona colindante al apoyo (al disponer de mayor cuantía longitudinal debidamente anclada).
 - Una vez alcanzada la carga de inicio de fallo a cortante, en una segunda etapa la viga sigue incrementando carga, con una contribución parcial de la viga original (con desplazamiento relativo en los conectores).
 - Debido a la contribución parcial se pierde rigidez en la viga, provocándose una flexión parcial del perfil.
 - En esta etapa se transfiere parte del cortante que no soporta la viga de hormigón al nuevo perfil. Esta carga descendente se transfiere por las alas del perfil hasta la zona de apoyo. Es entonces cuando la carga se cuelga del recubrimiento de hormigón, a través de los pernos levantados.
 - Los conectores cercanos a la zona de apoyo están sometidos a un cortante (flexión general) y de forma progresiva incrementan su axil.
 - Los conectores izados con cabeza tienen capacidad de resistir dicha combinación de tensión y cortante.
 - Los conectores descendidos (llaves de cortante) pierden su contribución a cortante ante el descenso relativo del perfil (dislocamiento y pérdida de contacto con el hormigón).
 - La ductilidad que las fibras aportan al mortero (igualando la tensión post-rotura a la de la matriz) garantiza el reparto de cargas entre conectores colindantes. Al evitarse la fragmentación del mortero que envuelve la fibra (dónde anclan a tracción los conectores) no se dan fallos progresivos o súbitos tipo cremallera.

- Con este comportamiento se alcanza la máxima respuesta, produciéndose el fallo con el agotamiento de los conectores izados a tracción-cortante y la pérdida progresiva de respuesta en los conectores no levantados. La carga máxima correspondiente al fallo es, en todos los casos, superior a los valores teóricos obtenidos con el modelo iterativo y el modelo del EC-2. Por tanto, estos modelos de cálculo proporcionan valores del lado seguro en lo que respecta a la carga máxima.
- Si se disponen mecanismos para el control del cortante no resistido por la viga de hormigón y se transfiere al apoyo (pletinas verticales ancladas en cabeza de la viga) el modo de rotura difiere del expuesto y la capacidad resistente aumenta. El estudio teórico preliminar mediante elementos finitos recogido en el apartado F, permite comprobar una mayor respuesta de los conectores (sometidos a cortante). Esta opción requiere un estudio detallado de los efectos locales y los estados tensionales que se derivan debido a la transferencia del cortante.
- Los ensayos se han realizado con un endurecimiento del mortero de 7 días. De precisar una entrada en carga inferior a 24h deben realizarse ensayos específicos por no publicarse dichos valores en ficha técnica. La resistencia a compresión del mortero condiciona el anclaje de las fibras y su contribución a una respuesta dúctil.

5.8.15 Recomendaciones de diseño

En el caso de no generar nuevos apoyos o colocar cuelgues en la parte final del refuerzo (caso estudiado en la presente tesis), las recomendaciones, aun siendo conservadoras, proponen diseñar el refuerzo para la plena colaboración de la sección. Esto significa no exceder el cortante crítico de la viga original (asumiendo el nuevo perfil como cuantía longitudinal adicional). De excederse debe diseñarse el perfil metálico para asumir la totalidad del cortante actuante para la situación reforzada. Partiendo de los resultados obtenidos, y a falta de investigación complementaria se indican criterios generales de diseño:

- Obtener flector (M_{Rd0}) y cortante último (V_{Rd0}) de diseño de la viga original antes de reforzar.
- Para situación reforzada (ELU):
 - Predimensionar la sección metálica necesaria para resistir los nuevos esfuerzos flectores (M_{Rd1}), asumiendo colaboración completa entre la viga original y el refuerzo.
 - Para la sección anterior, dimensionar los conectores para dar respuesta a la nueva ley de flectores (y rasantes).
 - Se recomienda dimensionar los conectores (diámetro y altura) según la formulación de EC2-4 para modos de rotura a rasante puro con plastificación del acero (cortante).
 - Si por geometría del anclaje el mecanismo de fallo predominante es por arrancamiento del hormigón se recomienda incluir fibras estructurales en la masa de mortero para dotar de ductilidad tras la fisuración de la matriz.
 - En base al diseño previo el refuerzo externo se asimila como cuantía longitudinal adicional a la existente (A_{sl} , anclada según la distribución de conectores.):
 - Con la nueva cuantía longitudinal se obtiene la respuesta a cortante de la viga reforzada (V_{Rd1}), despreciando los estribos (si los hay). La respuesta a cortante se obtendrá aplicando el modelo de cortante sin armadura transversal de Eurocódigo 2.

- Si el cortante actuante no es resistido, debe incrementarse el número de conectores cercanos a los apoyos. De esta forma se moviliza una mayor cuantía de armadura longitudinal que resiste el cortante.
 - Si no es posible incrementar el número de conectores (por razones constructivas o estructurales) en zona de apoyo se requieren medidas complementarias:
 - Recrecido seccional de hormigón (macizando almas en vigas doble T).
 - Diseñar la sección metálica aportada para resistir el nuevo cortante actuante, y materializar nuevos apoyos:
 - Dimensionar la nueva sección metálica (cortante y axil concomitante), incluyendo fenómenos locales (rigidizadores, etc.) para asumir la totalidad del nuevo cortante actuante.
 - Disponer nuevos apoyos (con cuelgues a cabeza de viga) o con nuevas ménsulas (recrecido de pilas).
 - El flector máximo respuesta (M_{Rd1}) será el mínimo entre:
 - Si no se disponen nuevos apoyos: el equivalente para no superar el cortante crítico (V_{Rd1}). Siendo éste el resistido por la viga sin armado transversal.
 - De disponer nuevos apoyos: el resultante de asumir completa contribución y resistido por la distribución de conectores.
 - El comportamiento de los conectores precisa de evaluación adicional en fatiga.
 - Al tratarse de un ELU, se pueden utilizar los coeficientes de seguridad parcial habituales para los materiales (hormigón, acero de armar y acero estructural). Al tratarse de un modo de fallo dúctil, con un incremento de carga como de deformación entre la carga de inicio del fallo y la carga máxima, se estará del lado seguro al utilizar la fórmula a cortante del EC-2, puesto que ha dado en las 4 vigas valores siempre del lado seguro (coeficientes entre 1.15 y 1.42) en la estimación de la carga máxima. Esto, a falta de que se pueda establecer un modelo estadístico para el modelo de cálculo propuesto, lo cual permitiría una calibración más ajustada y precisa de los coeficientes de seguridad a emplear. El establecimiento de dicho modelo estadístico no es todavía posible debido al pequeño número de datos experimentales en ensayos que se posee respecto a esta técnica de refuerzo propuesta.
- Para situación reforzada (ELS):
 - A falta de investigación específica se recomienda cumplir los rangos tensionales habituales en estructura mixta.
- Para situación reforzada (Accidental)
 - Si se emplean morteros sintéticos debe preverse situación accidental por fuego, comprobando la estabilidad de la estructura sin su contribución.
- Definir los sistemas de revestimientos requeridos para cada tipo de acero y ambiente, para cumplir la vida útil de proyecto.
- Verificar la secuencia de demolición durante la puesta en obra:
 - Compatibilizar la pérdida de respuesta resistente al demoler, con anclajes o conexiones adicionales de existir cargas durante los trabajos (tráfico o daños en la estructura).
 - Comprobar la entrada en carga de los anclajes partiendo de la evolución de resistencia de los morteros a edades jóvenes (2h por ejemplo).
- Con los criterios anteriores ajustar la geometría de la sección para su correcta puesta en obra e instalación (contemplando conexiones intermedias, ventanas para ubicar anclajes, purgas de inyección de mortero, etc.).

En el anejo H se muestra un ejemplo práctico de diseño para ilustrar mejor la aplicación de los criterios de diseño que se acaban de señalar.

6 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 Conclusiones

La técnica planteada es nueva, debido a la necesidad de usar equipos específicos y poco disponibles. No hay investigaciones previas y muy pocas referencias, a pesar de utilizar, por separado, tecnologías existentes desde hace varias décadas. Las crecientes exigencias para no interferir en el refuerzo de estructuras en uso, y la mejor calidad de la reparación conseguida favorecerá su uso por las ventajas observadas.

Respondiendo a los objetivos de la investigación, se procede a extractar lo más relevante de cada tema:

Hidrodemolición

- Los equipos de hidrodemolición disponibles permiten el refuerzo planteado.
- Los caudales y presiones a emplear dependen de:
 - Los equipos disponibles: lanzas manuales y robots ligeros (ultra alta presión y bajo caudal, por su limitada reacción) o robots automotrices capaces de manejar alto caudal.
 - La anterior configuración condiciona el tipo de demolición, con cortes más limpios a mayor presión (cortando árido) o a mayor caudal un carácter más selectivo en la demolición (eliminando planos fisurados, corrosión).
- Los equipos disponen de parámetros que configuran los movimientos en el carro de avance y boquilla para maximizar el rendimiento.
- No se observan daños en el armado pasivo por el efecto del agua aunque deberán tomarse precauciones con el postesado (culatas de fundición).
- Los paramentos obtenidos son sólidos, sanos, limpios y sin fisuración.

- El carácter selectivo si se usan elevados caudales puede provocar fallos súbitos (de carácter local). Debe tenerse en cuenta y adoptar las medidas oportunas para garantizar la estabilidad de la estructura (especialmente en hormigones heterogéneos).
- El tratamiento del soporte con agua a presión permite obtener un soporte con buena adherencia a revestimientos y morteros adheridos (diseñados para tal uso):
 - La adherencia a tracción pura en estos soportes es mayor a la obtenida en paramentos tratados mecánicamente y empleando puente de unión sintético (debido a la no fisuración por impacto).
 - La adherencia a rasante, ensayada en probeta estandarizada de conectores igualmente es óptima, superando la cohesión del hormigón más débil.
- La hidrodemolición puede combinarse con otras técnicas (picado, corte) con objeto de eliminar grandes volúmenes previamente. Sí se recomienda hidrodemoler las zonas cercanas a los paramentos definitivos. Esto garantiza soportes sanos, sin fisuras y elevada rugosidad.
- Debe generalizarse el reciclado del agua a usar por exigir un consumo muy elevado (entre 20 y 200l/min, hasta 80m³ al día por m³ de hormigón demolido). El consumo de gasoil oscila entre los 150l y 400l por jornada (8h).
- Se recomienda fijar los robots a la estructura a demoler mediante torres, cerchas o estructuras tubulares. En caso contrario no es posible parametrizar los avances automáticamente.
- Los rendimientos varían pero oscilan entre 1-2 m³/día. A modo de ejemplo se demuele 80x10cm de 25m de luz en una jornada de trabajo.

Semisección metálica de refuerzo

- La configuración de la sección a anexas debe diseñarse dependiendo de su instalación, demolición e inserción de conectores.
- La sección se concibe en acero (revestido, corten o inoxidable), por ser habitual en la industria el fabricar bajo pedido. De forma genérica ésta se podría materializar también con materiales compuestos (GFRP) u hormigón de altas prestaciones (VHPC), con menor mantenimiento y mayor vida útil.
- Los conectores a base de tornillos roscados son compatibles con la instalación del refuerzo (previo roscado de la chapa). Alternativamente se pueden usar doble tuerca o tuerca simple, siendo preciso evaluar su comportamiento (especialmente en servicio).
- La sección metálica puede conformarse con multitud de formas y esquemas estáticos: incluyendo perfiles laminados, cerchas, sección cajón. Éstas pueden combinarse con otras técnicas para mejorar la respuesta (postensado, extradado, atirantado).

Conectores

- Los conectores soldados resultan difíciles de instalar para obras de rehabilitación, salvo realizar la demolición previo al refuerzo o disponiendo chapas secundarias.
- El uso de conectores retráctiles facilita la instalación, insertándose tras la demolición de los alveolos.
- Se propone el uso de tornillos roscados embebiendo la cabeza:
 - Hay disponibilidad de geometrías, calidades de acero y con protección a la corrosión.
 - Aportan resistencia a la fatiga.
 - La normativa de anclajes EC2-4 contempla su diseño (para mortero sin fibras), obteniéndose valores conservadores.
 - Su instalación en chapa roscada minimiza los deslizamientos en servicio.
 - Debe ensayarse la respuesta en fatiga de dicha conexión.
- La propuesta de bancada de ensayo que se hace en esta tesis tiene sentido para validar conectores a edades cortas (temperatura y humedad de obra) sin embargo:
 - Se comprueba que no se produce deslizamiento al disponerse la chapa roscada.

- Debe incrementarse la holgura entre la cara lateral de la probeta y la bancada, evitando un rozamiento no real.
- El ensayo debe realizarse con control de desplazamientos.
- La adición de fibras modifica el modo de fallo del anclaje que depende del hormigón (cono a tracción y “pry-out” a cortante), aportando ductilidad.
- La respuesta post-rotura de las fibras evita la fragmentación del recubrimiento y traslada los modos de fallo a agotamiento del conector a flexión.
- El espesor de chapa base condiciona la respuesta del conector. Las recomendaciones descritas en Eurocódigo 4 son válidas para conectores soldados, no siendo aplicables para tornillos roscados. En la campaña experimental se ha validado un espesor de chapa mínimo equivalente al diámetro del tornillo, con buena respuesta. Si son aplicables las recomendaciones habituales en estructura metálica (distancias entre perforaciones, a borde, etc.) contempladas en EN-1993 (Eurocódigo), CTE-DB-SE-A y EAE-2011.

Mortero de interfase

- Se recomienda el macizado del alveolo con morteros que cumplan los requisitos específicos de reparación estructural (EN1504).
- La adición de fibras mejora la ductilidad global de la estructura, y evita disponer nuevo armado geométrico (de ser necesario).
- El comportamiento de la interfaz del mortero ha sido el esperado en términos de adherencia, sin producirse en ningún caso deslizamientos relativos.
- La entrada en carga del mortero debe compatibilizarse con el proceso de demolición, salvo caso de apeo.
- La consistencia debe ajustarse en el caso de incluir fibras por pérdida de fluidez.
- En caso de bombeo deben emplearse bombas de pistón, preferiblemente.
- Con modelos de elementos finitos se puede calibrar el comportamiento post-rotura del hormigón, refiriéndolos a ensayos normalizados reales (carga a 3 puntos).

Comportamiento estructural de las vigas

Las conclusiones sobre el comportamiento de las vigas reforzadas son:

- El trabajo ha explorado el refuerzo anexando sección mixta en paramento traccionado, sin nuevos apoyos y sin mecanismos de cuelgue.
- La carga máxima alcanzada es 7 veces superior a la respuesta teórica de la viga sin reforzar. El modo de rotura en todos los casos es dúctil, con perfecta adherencia entre mortero y hormigón y sin pérdida de recubrimiento.
- La nueva configuración del perfil determina el esquema estático resultante: con nuevos apoyos o como sección compuesta:
 - De disponerse nuevos apoyos, y si se atiende al diseño de sección mixta, el cortante lo trasmite el alma del perfil metálico. Si se disponen mecanismos como cuelgues en zona de apoyos debe validarse el diseño (celosías internas).
 - Sin nuevos apoyos, el comportamiento se asemeja a un refuerzo externamente bulonado, con rigidez no despreciable en el plano vertical.
- El modo de fallo obtenido en las vigas es previo al agotamiento del perfil, originándose de forma prematura por fisuración a cortante (CDC).
 - Este modo de fallo depende de la sección de hormigón de la viga y el armado longitudinal (existente y aportado). No depende de la cuantía de estribos de la viga.
 - El refuerzo externo actúa a modo de tensor pasivo mejorando la respuesta frente a este modo de fallo.
- La respuesta carga-flecha de las 4 vigas, y los estados tensionales son consistentes en todas ellas:

- Se identifica un tramo inicial de colaboración completa (sin deslizamientos relativos en conectores). Este tramo finaliza al iniciarse el desplazamiento vertical a cortante de la viga (CDC).
- El inicio de fallo a cortante depende de la sección de hormigón de la viga y del armado longitudinal (original más el anexo por el perfil), pero no de los estribos de la viga original.
 - El inicio de fallo se puede calcular con el método iterativo descrito en el capítulo 4 o calculando el cortante máximo para la viga sin armado transversal (Eurocódigo 2): prescindiendo de los estribos y asimilando el refuerzo como cuantía equivalente longitudinal. En el caso de las vigas ensayadas, se ha verificado que el método de cálculo a cortante según EC-2 da resultados más ajustados a los reales. Por tanto, a falta de modelos más ajustados que puedan obtenerse a través de estudios paramétricos con FEM como los que se han descrito en la tesis, se recomienda utilizar el modelo de cortante sin armadura transversal del Eurocódigo 2 para el dimensionamiento de este tipo de refuerzo.
- En una segunda etapa la viga sigue incrementando carga, con una contribución parcial (con desplazamiento relativo en los conectores).
 - Debido a la contribución parcial se pierde rigidez en la viga, provocándose una flexión parcial del perfil.
 - En esta etapa se transfiere parte del cortante que no soporta la viga de hormigón al nuevo perfil. Esta carga descendente se transfiere por las alas del perfil hasta la zona de apoyo.
 - La ductilidad que las fibras aportan al mortero (igualando la tensión post-rotura a la de la matriz) garantiza el reparto de cargas entre conectores colindantes.
- Sin la adición de fibras se espera una carga secuencial de los conectores a tracción, progresando de zona fisura CDC a apoyo. En el caso de un fallo dúctil por agotamiento del acero del conector, es razonable una redistribución de esfuerzos entre conectores colindantes. Si el limitante es el arrancamiento de cono de mortero (frágil) el fallo se prevé prematuro, progresivo, más frágil y alcanzándose menor capacidad última.
- No hay investigación similar sobre esta técnica y por ello, antes de su aplicación práctica, deben analizarse los puntos críticos que controlan el fallo, destacando:
 - Verificar los puntos que originan la pérdida de completa contribución de la semi-sección, partiendo de la interacción del cortante entre el elemento original y el nuevo.
 - Deben diseñarse las semi-secciones en base a su puesta en obra y apertura de los alveolos con la hidrodemolición. Alternativamente se pueden anexas ventanas de conectores y de demolición.
 - Para cargas mayores a la fisuración por CDC no hay colaboración completa y debe investigarse la estimación de flechas y fatiga. La verificación del ancho de fisura no es aplicable.
 - Por durabilidad, y para evitar tareas de mantenimiento se puede plantear el uso de acero inoxidable en la sección y tornillería. Alternativamente el uso de semi-sección de CFRP o GRFP aportaría ligereza pero introduce nuevas incógnitas en la rigidez de los conectadores.
 - Para estructuras en servicio es necesario un estudio adicional con carácter evolutivo de la sección. En el estudio hay que incluir la pérdida de contribución de las zonas demolidas frente a las ya macizadas.

6.2 Futuras líneas de investigación

La técnica planteada es nueva, debido a la necesidad de usar equipos específicos y exclusivos (caros). No hay investigación previa y muy pocas referencias, precisando involucrar a empresas especialistas en la campaña experimental. La parte tecnológica es muy relevante, siendo la que ofrece más potencial de mejora.

A nivel de diseño queda en el límite del conocimiento actual:

- Verificar los puntos que originan la pérdida de completa contribución de la semisección, partiendo de la interacción del cortante entre el elemento original y el nuevo.
- Análisis detallado de la contribución parcial para cargas que superen la fisuración por CDC, relevante para cargas en servicio (fatiga).
- Optimizar el diseño a cortante en vigas de hormigón armadas con pletinas embebidas o conectadas.
- Optimizar la distribución de conectores para los esfuerzos localizados en zona cercana a apoyos.
- Ajustar los modelos de cálculo propuestos en este trabajo para obtener una mejor precisión respecto a los resultados experimentales. A partir del modelo FEM planteado en el Anejo F se podría plantear una calibración de un modelo simplificado a través de un amplio análisis paramétrico.
- Una vez obtenido un modelo de cálculo más preciso, verificado con los correspondientes ensayos experimentales y definido un modelo probabilístico para el mismo, se podría llevar a cabo una calibración de los coeficientes de seguridad más adecuados a emplear, con unos valores objetivo de la seguridad estructural adecuado a un refuerzo estructural y no obtenido con criterios de estructura nueva.

A nivel constructivo se requiere:

- Realización de pruebas de demolición reales en puentes de vigas pretensadas, por ser ese ámbito una potencial aplicación del desarrollo.
 - Desarrollo de equipos específicos para este uso, considerando la apertura del ala inferior.
 - Optimización de mortero de muy rápido endurecimiento (1h), incluso en base sintética.
 - Validación de conectores longitudinales (Perfobond, anclajes en canales) para minimizar la interferencia con el pretensado existente.
- Incluir sistemas de monitorización en la sección anexada para recabar datos en fase de instalación y en servicio (fatiga).

A. ANEJO: REALIZACIONES

A continuación se describe la realización más importante publicada dónde se refuerza una sección existente de hormigón armado mediante aneji3n de semisecciones completas metálicas, vinculadas a la viga original empleando (parcialmente) la hidrodemolici3n. Este ejemplo es ilustrativo de las ventajas y limitaciones de la t3cnica aplicados a un caso real.

Gracias (Mato et al., 2021) a la colaboraci3n e informaci3n facilitada por el ingeniero autor del proyecto Sr. Ignacio Pulido de la empresa IDEAM, se expone el planteamiento de la obra, y se muestran fotografías del procedimiento constructivo ejecutado por el contratista (Construcciones y Obras Llorente).

Tras la entrevista con los autores del proyecto se expone su opini3n y experiencias, evaluando las ventajas e inconvenientes de la soluci3n finalmente realizada. Igualmente se detallan los rendimientos alcanzados.

El proyecto se redacta de emergencia en 2018, y la realizaci3n de los trabajos se finaliza a principios de 2019. Como se ha mencionado con anterioridad, no se ha encontrado en publicaciones ning3n trabajo similar empleando esta t3cnica. Las referencias existentes se basan en reconectar perfiles metálicos a losas a compresi3n ya existentes, pero construidas originalmente sin conectadores.

El ejemplo mostrado a continuaci3n emplea conectadores soldados (tipo Nelson) y combinaci3n de apertura de huecos con hidrodemolici3n y taladro con diamante para su alojamiento.

I. Descripci3n de la soluci3n de refuerzo

Los trabajos de refuerzo se engloban en el proyecto "Obras de Emergencia del puente sobre el rí3 Duero en Zamora. Autovía A-66 P.K. 278+400". El puente se ubica en la autovía ruta de la Plata CN-630 de Gij3n a Sevilla, en el tramo del rí3 Duero (N-122) a Zamora Sur (N-630).

El puente original se conforma con dos carriles por sentido y una longitud total de 277m, y luces entre apoyos de 30m. La sección se resuelve con una viga mono cajón prefabricada y pretensada de canto 1.80m y una losa in situ de 20cm con prelosa prefabricada. Los apoyos son con pila centrada y pilas inclinadas dobles en la zona de lecho de río (Figuras A-1 y A-2).

El puente presenta defectos constructivos que requieren un refuerzo por sustitución funcional.

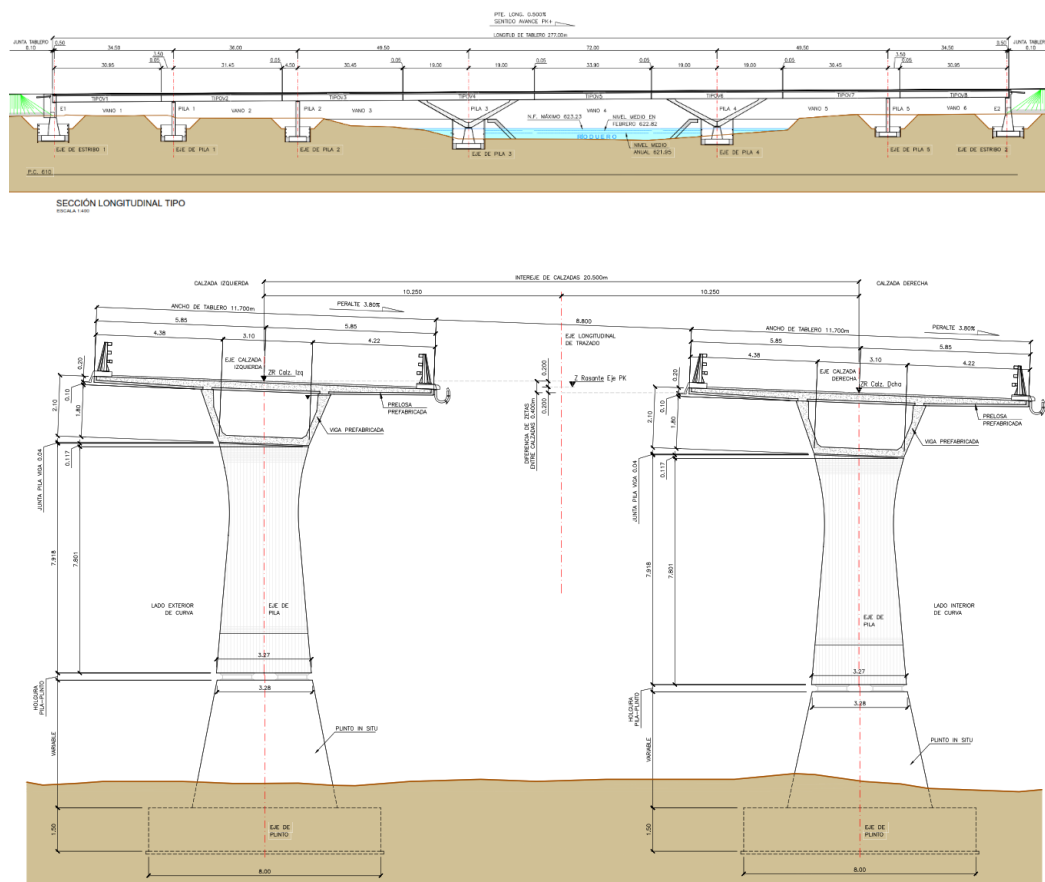
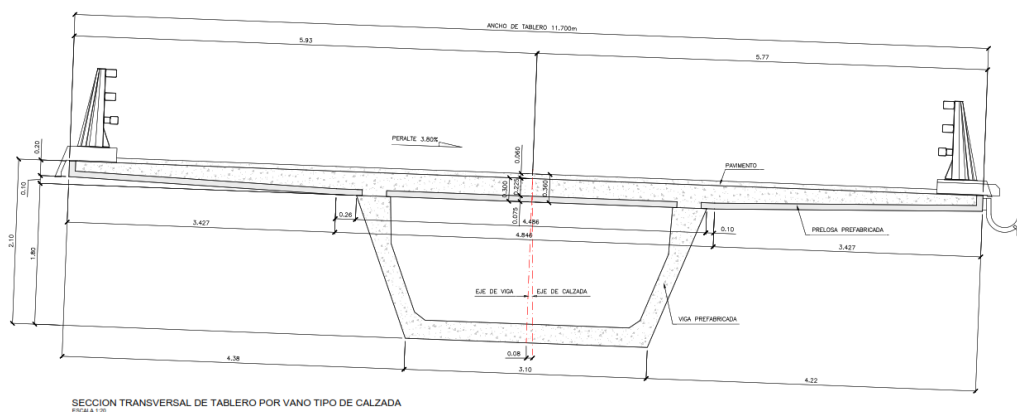


Figura A-1 Ilustración Alzado y secciones del viaducto original



Refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado por conversión a sección mixta mediante técnica de hidrodemolición.

Figura A-2 Sección transversal del tablero

El refuerzo se realiza con la anexión de perfilería metálica conformada por chapas soldadas y conectadas a la viga original. Esta nueva viga apoyará en las pilas (con nuevos apoyos y recrecido de las mismas) y se conecta en toda la longitud, al paramento inferior de la viga y en cabeza a la losa del tablero superior (Figuras A-3 y A-4).

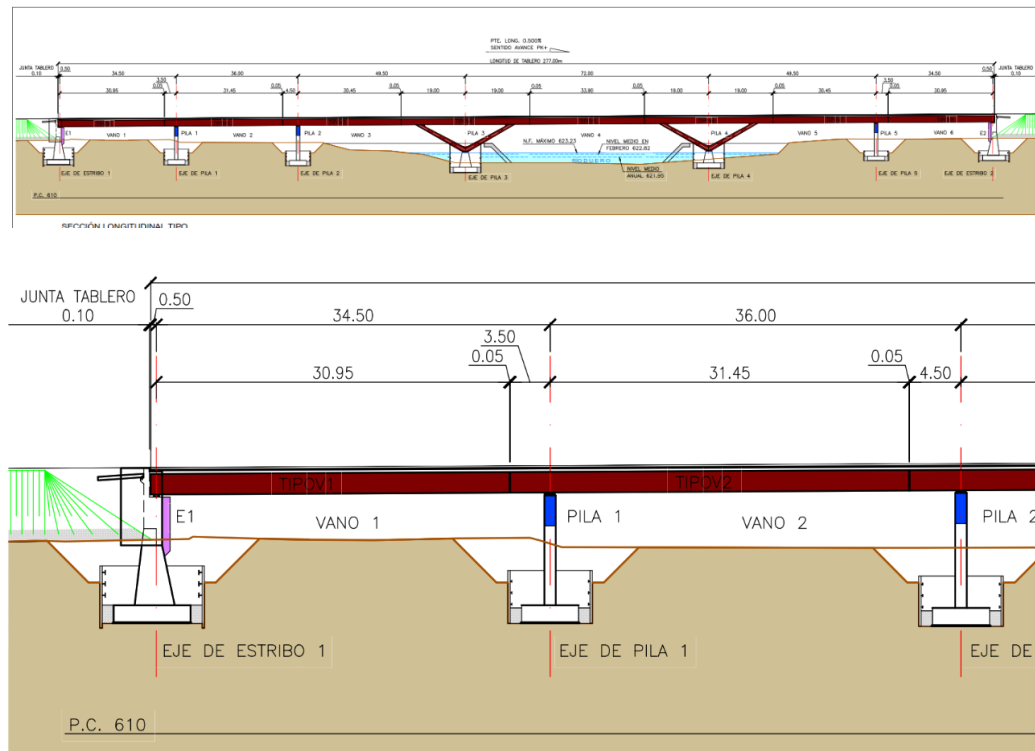


Figura A-3 Alzados

La nueva sección del puente requiere el recrecido de las pilas y el posicionamiento en planta y en altura de los apoyos (se aprovecha para restituir la rasante), y el refuerzo de las pilas inclinadas con un nuevo empresillado metálico.

En proyecto se realiza un levantamiento topográfico de detalle del tablero, para obtener una geometría precisa de las secciones, en toda su longitud para que sea utilizada por el taller metálico en la fabricación del refuerzo (mediante dotación de flechas/contraflechas), garantizando la perfecta adaptación del refuerzo a la geometría del tablero. Para ello se usa un láser scan fijo con precisión mínima de $\pm 1\text{mm}$ para una distancia de 50m, complementada con topografía clásica.

La nueva sección tipo anexada se forma con dos Z simétricas, con conexión en losa superior (apertura de hueco) discurre en todo el canto del alma y conecta en paramento inferior de la losa con huecos pasantes realizados con taladro de diamante. La sección dispuesta tiene espesores variables entre 20 y 25mm, cerrándose en su totalidad en la zona de paso de pila simple y en entrega en estribos. La solución incluye rigidizadores verticales, y cartabones en la zona de ubicación de los nuevos apoyos. Tras la instalación se prevé el macizado de la holgura entre la viga existente y la chapa, mediante inyección de mortero de reparación estructural fluido sin retracción.

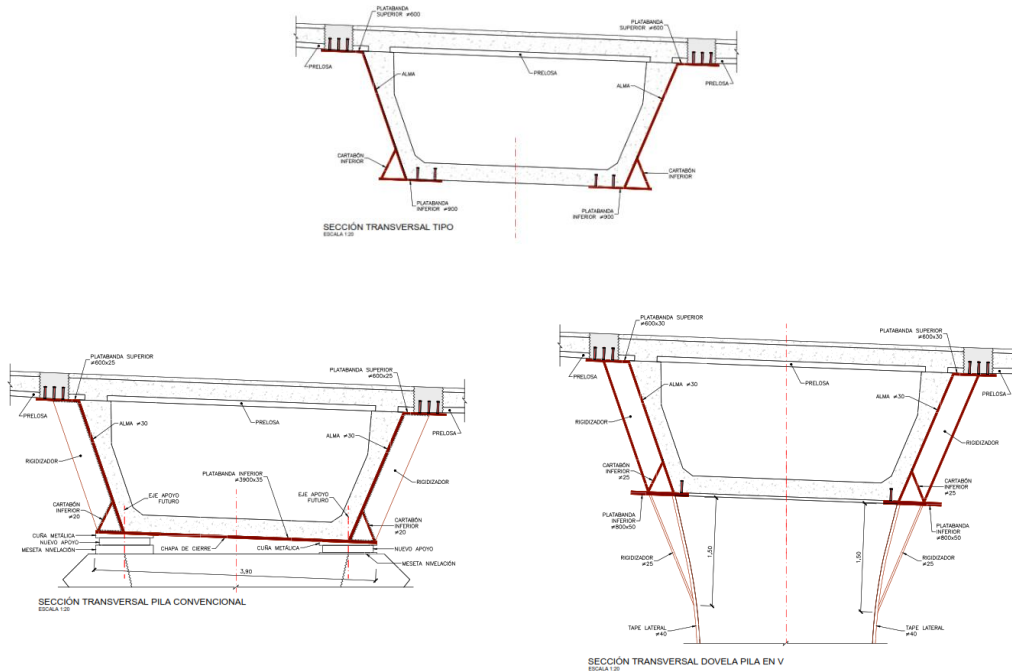


Figura A-4 Semi sección metálica anexada con vinculación en losa superior y paramento inferior de viga artesa.

Debido a la necesidad de ubicar los nuevos apoyos en la nueva sección metálica conectada, es preciso recrear la pila con hormigón, conectando con armadura pasiva anclada con adhesivo estructural y tirantes pasantes previo taladro con barra de alta resistencia (50mm de diámetro) tal como se indica en la Figura A-5.

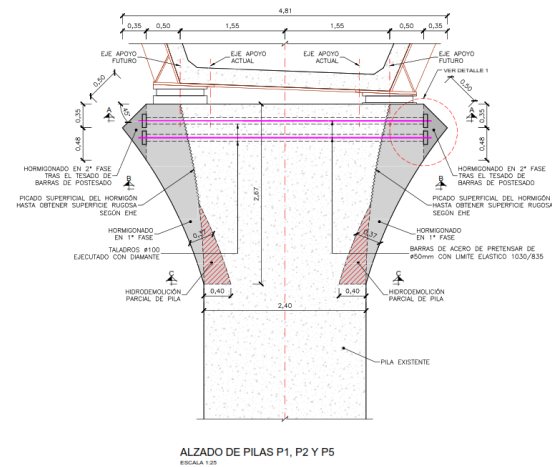


Figura A-5 Recreido en pila existente para generar nuevos apoyos

La conexión con la estructura existente se realiza con conectores soldados fijos (Figura A-6) de características:

- Acero S1-37.3k Límite elástico 350MPa y Rotura 450MPa
- Diámetro perno 22mm y diámetro de cabeza de 33mm, con una altura de 160mm.
- Pernos alineados en grupos de 2 a 3, y separación mínima de 125mm en transversal y de 200mm en longitudinal (respecto eje del puente).

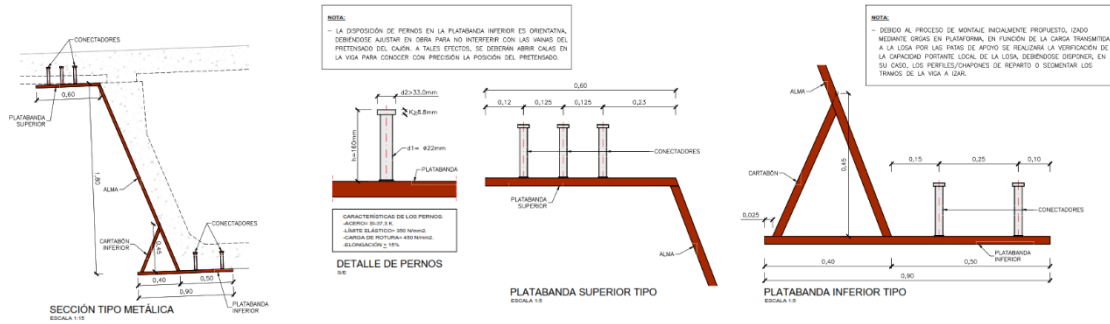


Figura A-6 Detalle de conectadores soldados empleados.

II. Procedimiento constructivo

En las Figuras A-7 a A-20 se recogen distintas fases del proceso constructivo:



Figura A-7 Vista del robot de hidrodemolición realizando las aperturas en losa (para futura conexión de las vigas)



Figura A-8 Vista del robot y del grupo de presión.



Figura A-9 Vista frontal del robot con equipo de presión.



Figura A-10 Detalle de la apertura en espesor total de la losa de tablero. Se aprecia la totalidad de la armadura sin daño ni desplazamientos.



Figura A-11 Retirada mediante oxicrote de la armadura que interfiere a los nuevos conectores.



Figura A-12 Vista general de las ventanas realizadas en losa superior, y taladros pasantes realizados en base de viga con corona de diamante.

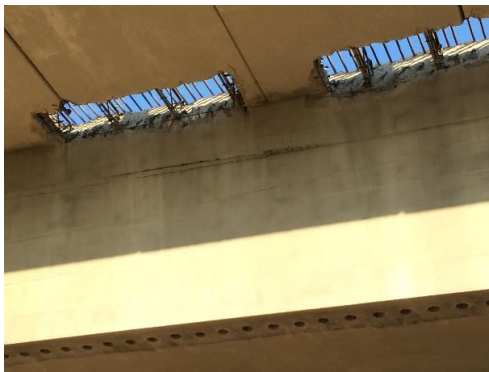


Figura A-13 Detalle de ventanas superiores realizadas con hidrodemolición y taladros inferiores.



Figura A-14 Vista aérea de las ventanas de conexión con elementos de cuelgue para encofrado.



Figura A-15 Sección completa en paso de pila, con tirantes de refuerzo de la cabeza de la pila con barra de alta resistencia.



Figura A-16 Dovela a punto de ser izada mediante grúa para su posicionamiento.



Figura A-17 Vista de detalle de paramento superior de la viga con los conectadores a punto de ser insertados en la losa de hormigón, izando la viga.



Figura A-18 Vista de detalle superior de los pernos insertados en el espesor de la losa (20cm)



Figura A-19 Vista general de la viga pretensada reforzada en la zona de paso de pila vertical.

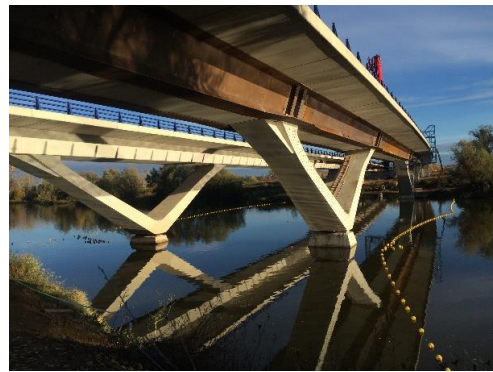


Figura A-20 Vista general de la viga pretensada reforzada en la zona de paso de pila inclinada.

B. ANEJO: ENSAYOS DE ADHERENCIA

En este anejo se incluye el reportaje fotográfico y resultados de detalle de la campaña experimental del Apartado 5.5.2:

La totalidad de las muestras realizadas son:

- Sobre hormigón soporte sin reparación.
 - Con lijado superficial con disco de diamante.
- Sobre mortero de reparación, previa preparación superficie con repicado con martillo eléctrico y chorreo con arena a presión.
 - ZONA 1: Superficie sin puente de unión solo humectación.
 - Mortero de reparación estructural tixotrópico R4.
 - Mortero de reparación estructural tixotrópico R3.
 - ZONA 2: Superficie con puente de unión cementoso y reparación con mortero tixotrópico R4.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 15 minutos.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 30 minutos.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 90 minutos.
 - ZONA 3: Superficie con puente de unión sintético (epoxi) y reparación con mortero tixotrópico R4.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 15 minutos.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 30 minutos.
 - Tiempo espera para aplicación del mortero 90 minutos.
- Sobre mortero de reparación, previa preparación de la superficie con agua a presión con lanza manual (2800 bares y 21l/m³ de caudal)

I. Preparación de las muestras

En la Figura B.1 se ilustran partes del procedimiento constructivo antes de la extracción de probetas:

- Preparación del soporte con picado manual (a)(b)(c).
-

- Chorreo con arena (d).
- Puente de unión sintético y cementoso (e)(f)(g).
- Aplicación manual del mortero (llana) y curado.
- Extracción de probetas.

Para el soporte con hidrodemolición se sustituyen los pasos anteriores (a)(b)(c) por (o)y(p) de la Figura B1.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)

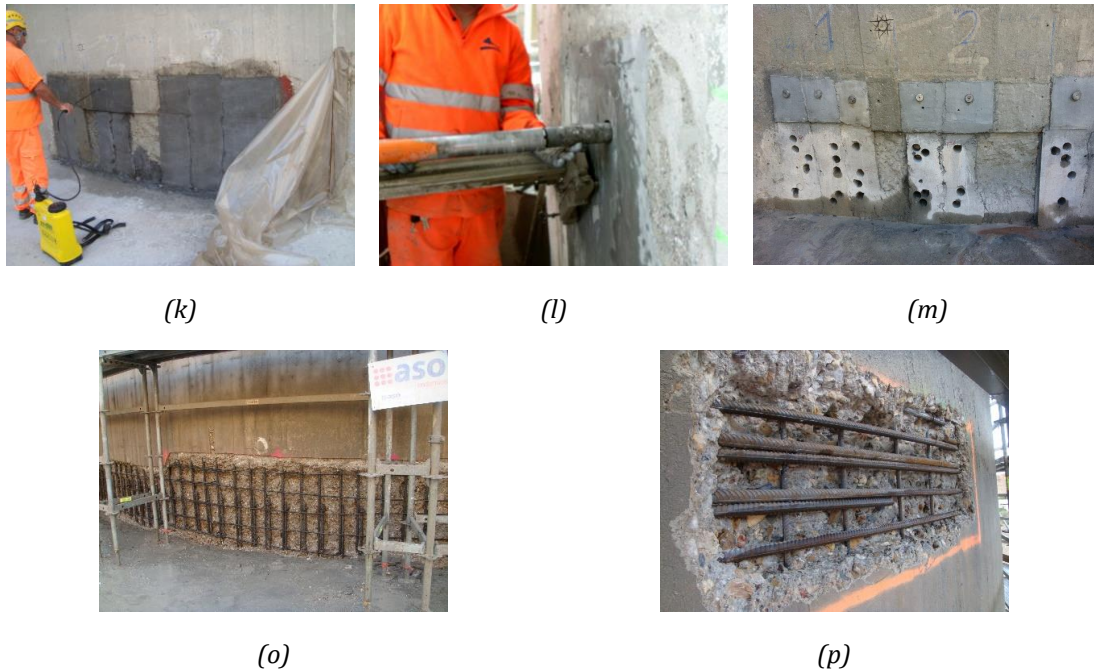


Figura B-1 Secuencia del ensayo de adherencia en obra real

II. Metodología de extracción de probetas

Las probetas se extraen mediante taladro con corona de diamante, alcanzando una profundidad suficiente en hormigón soporte para estudiar correctamente la interfase. Es importante una cuidada realización del taladro, evitando la fragmentación de la interfase, para evitar falsas roturas.

Igualmente hay que evitar zonas densamente armadas, para no tener interferencias de la armadura en los resultados obtenidos. En el caso que las probetas se alineen con el armado resulta imposible su extracción al ser taladros ciegos, no pasantes.

Las probetas se realizan con diámetro interior de 50mm y profundidades sobre los 150-200mm. Sobre las mismas, y previa regularización de las caras, se les adhiere mediante resina epoxi dos sufrideras metálicas roscadas dónde se realizará la tracción con gato de tracción.

III. Metodología de ensayo

El gato empleado es de la marca Neurtek modelo AT-1000, es un instrumento electrónico de precisión, con indicador digital, para realizar este ensayo utilizando sufrideras de diámetro 50 mm. respectivamente. El rango de lectura es de 2 a 30 MPa de adherencia.

Estos dispositivos para ensayo de tracción directa (pull-off) están diseñados para su posicionamiento sobre el soporte. Con objeto de ensayar una probeta extraída se le adapta un puente metálico, sobre el que se rosca la sufridera inferior y poder realizar la reacción.

Estos ensayos se pueden realizar en obra, con las ventajas de rapidez y ensayos a cortas edades de los materiales, así como el poder realizarlos a modo de control de calidad.

A nivel de control, y para realizar de forma complementaria un estudio petrográfico (descartar daños por reacciones expansivas) se envían las muestras a laboratorio (Universidad de Aachen) y se ensayan de acuerdo a la norma EN 1542:1999-07/3. Las muestras se regularizan los frentes, se adhieren las sufrideras y se ensayan en un equipo de

tracción estándar con un ratio de carga de 100N/s. Del ensayo se obtienen los valores medios y mínimos, teniendo en cuenta la sección de la probeta.

IV. Resultados

En la tabla adjunta se indican los valores obtenidos de rotura a tracción pura, y el tipo de rotura según la interfase de fallo (nuevo mortero de reparación o hormigón soporte).

Tabla B-1 Resultados de las probetas ensayadas a tracción.

Nº	SISTEMA	PREPARACIÓN SOPORTE	TENSIÓN ROTURA (N/mm ²)	TIPO DE ROTURA	REALIZACIÓN ENSAYO
1	SOPORTE HORMIGÓN	LIJADO SUPERFICIAL	2,13	100% HORMIGÓN	-
2	SOPORTE HORMIGÓN	LIJADO SUPERFICIAL	1,65	100% HORMIGÓN	-
3	SOPORTE HORMIGÓN	LIJADO SUPERFICIAL	0,74	100% HORMIGÓN	-
A'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + HUMECTACIÓN + NANOCRETE R4	0,74	30% HORMIGÓN 70% MORTERO	28 días
B'	REPARACIÓN NANOCRETE R3	LIJADO SUPERFICIAL + HUMECTACIÓN + NANOCRETE R3	1,15	80% HORMIGÓN 20% MORTERO	28 días
C'	REPARACIÓN STRUCTURITE R4	LIJADO SUPERFICIAL + HUMECTACIÓN + STRUCTURITE R4	0,68	20% HORMIGÓN 80% MORTERO	28 días
D'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + NANOCRETE AP (15 MIN) + NANOCRETE R4	0,63	30% HORMIGÓN 70% MORTERO	28 días
E'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + NANOCRETE AP (30 MIN) + NANOCRETE R4	0,46	100% HORMIGÓN	28 días
F'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + NANOCRETE AP (90 MIN) + NANOCRETE R4	-	-	-
G'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + EPOXIPRIMER BP (20 MIN) + NANOCRETE R4	0,61	10% HORMIGÓN 90% MORTERO	28 días
H'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + EPOXIPRIMER BP (60 MIN) + NANOCRETE R4	0,68	100% HORMIGÓN	28 días
I'	REPARACIÓN NANOCRETE R4	LIJADO SUPERFICIAL + EPOXIPRIMER BP (120 MIN) + NANOCRETE R4	0,73	90% HORMIGÓN 10% MORTERO	28 días
B4'	REPARACIÓN NANOCRETE R4 FLUIDO	HIDRODEMOLICIÓN + NANOCRETE R4 FLUIDO	1,78	100% MORTERO	14 días
C4'	REPARACIÓN NANOCRETE R4 FLUIDO	HIDRODEMOLICIÓN + NANOCRETE R4 FLUIDO	2,07	100% MORTERO	14 días

C. ANEJO: RESULTADOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE CONECTADORES

I. Ensayos unitarios

Este anejo incluye la totalidad de resultados de los ensayos definidos en el apartado 5.7:

Tabla C-1 Tabla resumen Carga-Desplazamiento para anclajes unitarios

#	FIBRA	Metrica (mm)	Unión	Chapa e(mm)	F (kN)	ε (mm)	
1	-	14	Roscado	8	76	-	Error lectura
2	-	14	2 Tuercas	8	83	20,70	
3	-	16	Roscado	10	69	13,18	
4	-	16	2 Tuercas	10	100	9,44	
5	-	18	Roscado	12	74	12,83	
6	-	18	2 Tuercas	12	56	10,88	
7	15 kg/m ³ PVA	14	Roscado	8	60		Control carga
8	15 kg/m ³ PVA	14	2 Tuercas	8	38	-	
9	15 kg/m ³ PVA	16	Roscado	10	66	17,23	
10	15 kg/m ³ PVA	16	2 Tuercas	10	132	10,36	

11	15 kg/m ³ PVA	18	Roscado	12	-	-	
12	15 kg/m ³ PVA	18	2 Tuercas	12	100		Control carga

2. M14-SF_ST.

Ensayo previo realizado con gato sin control de desplazamiento (ver #12).

2. M14-SF_2T.

Ensayo #2	
Fuerza máxima (KN)	83
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	20,70

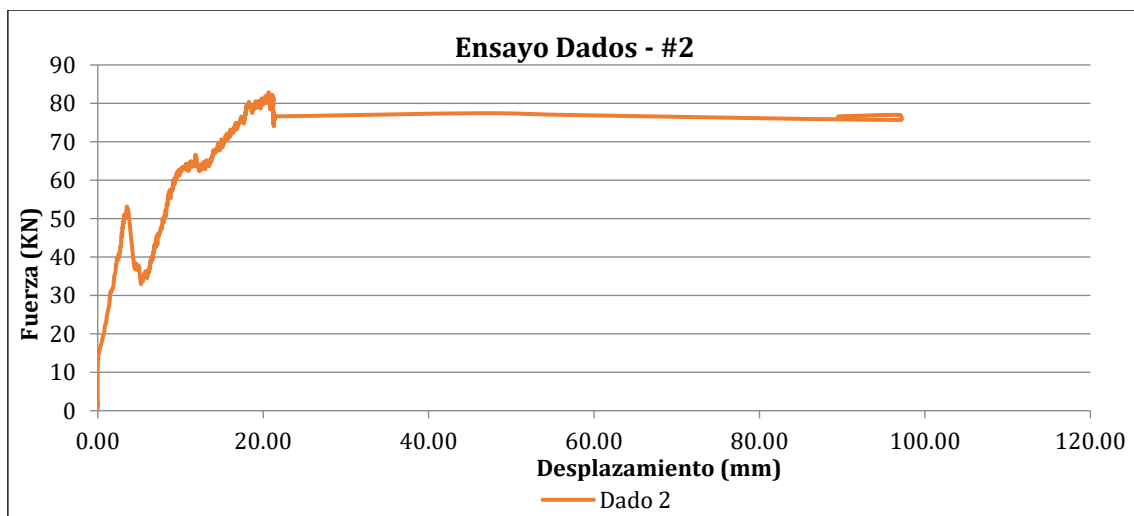


Figura C-1 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#2.



Figura C-2 Dado2_M14_SF_2T.

3. M16_SF_ST.

Ensayo #3	
Fuerza máxima (KN)	69
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	13,18

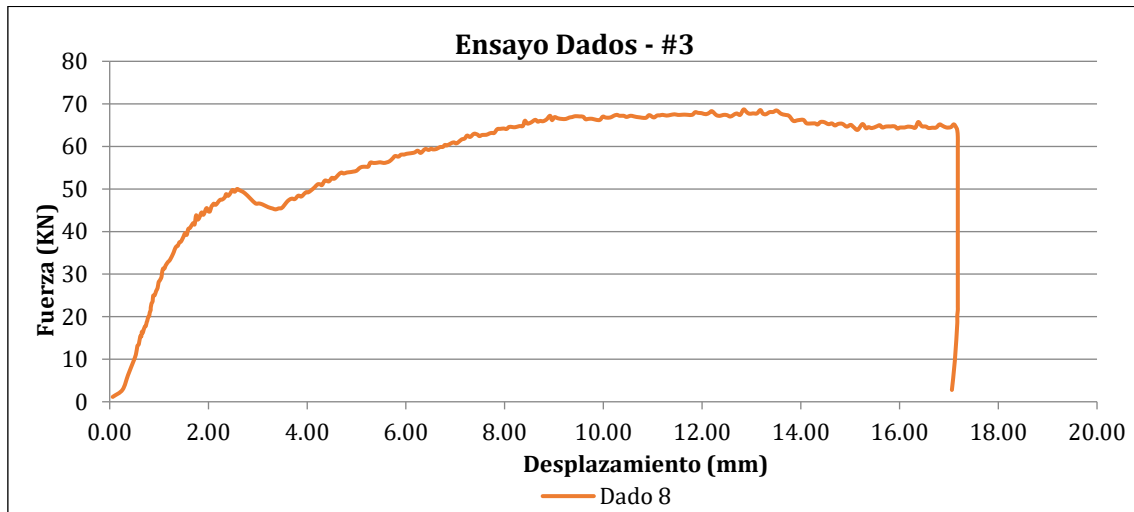


Figura C-3 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#3



Figura C-4 Dado8_M16_SF_ST

4. M16_SF_2T

Ensayo #4	
Fuerza máxima (KN)	100
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	9,44

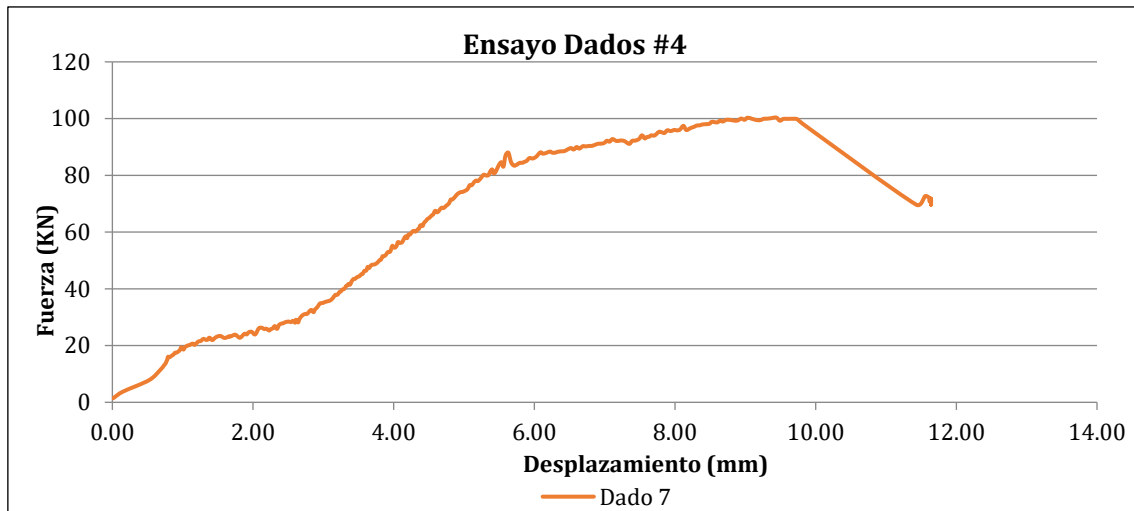


Figura C-5 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#4



Figura C-6 Dado 4_M16_SF_2T

5. M18_SF_ST.

Ensayo #5	
Fuerza máxima (KN)	74
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	12,83

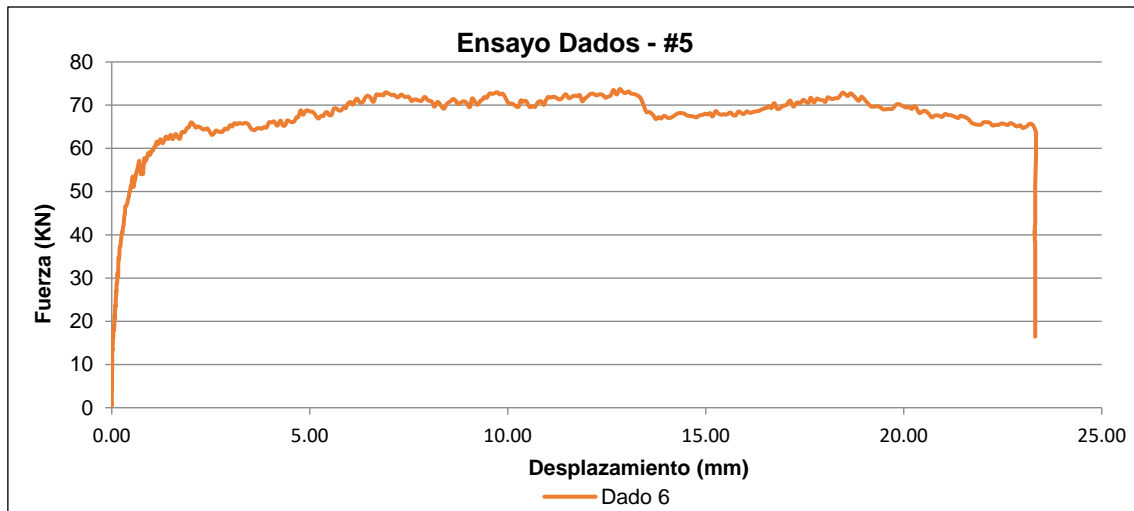


Figura C-7 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#6



Figura C-8 Dado 5_M18_SF_ST

6. M16-SF_ST.

Ensayo #6	
Fuerza máxima (KN)	56
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	10,88

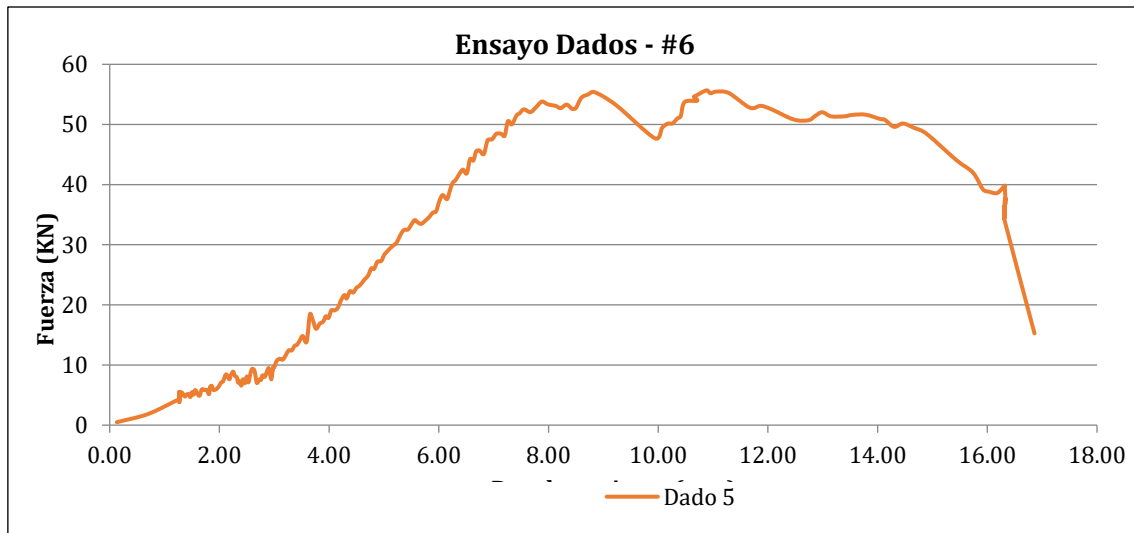


Figura C-9 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#6



Figura C-10 Dado 6_M18_SF_2T

7. M14-CF_ST.

Ensayo #7	
Fuerza máxima (KN)	66
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	17,23

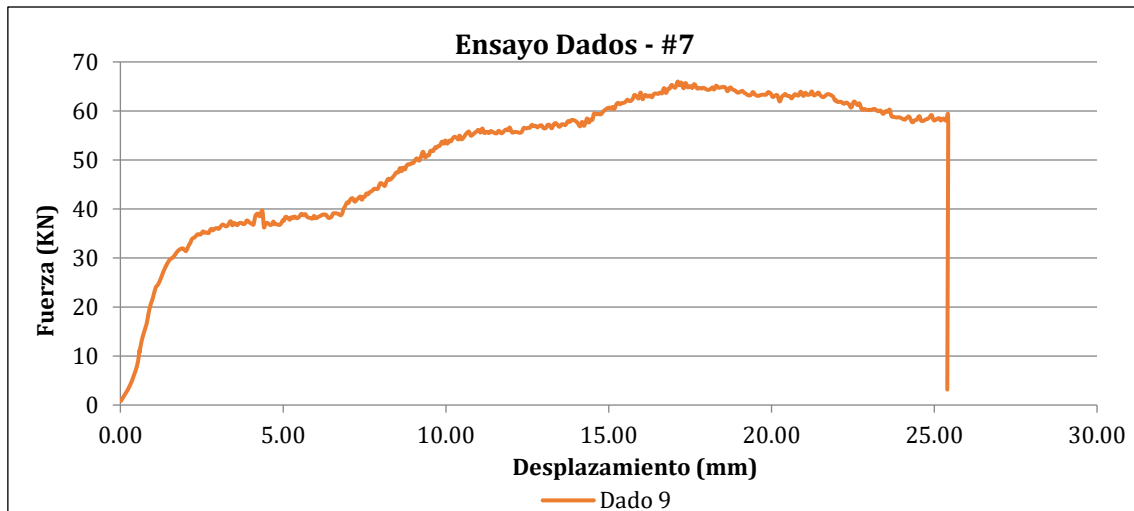


Figura C-11 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#7



Figura C-12 Dado7_M14_CF_ST

8. M14-CF_2T.

Ensayo #8	
Fuerza máxima (KN)	38
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	-fallo-



Figura C-13 Dado 8_M14_CF_2T

9. M16-CF_ST.

Ensayo #9	
Fuerza máxima (KN)	66
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	17,23

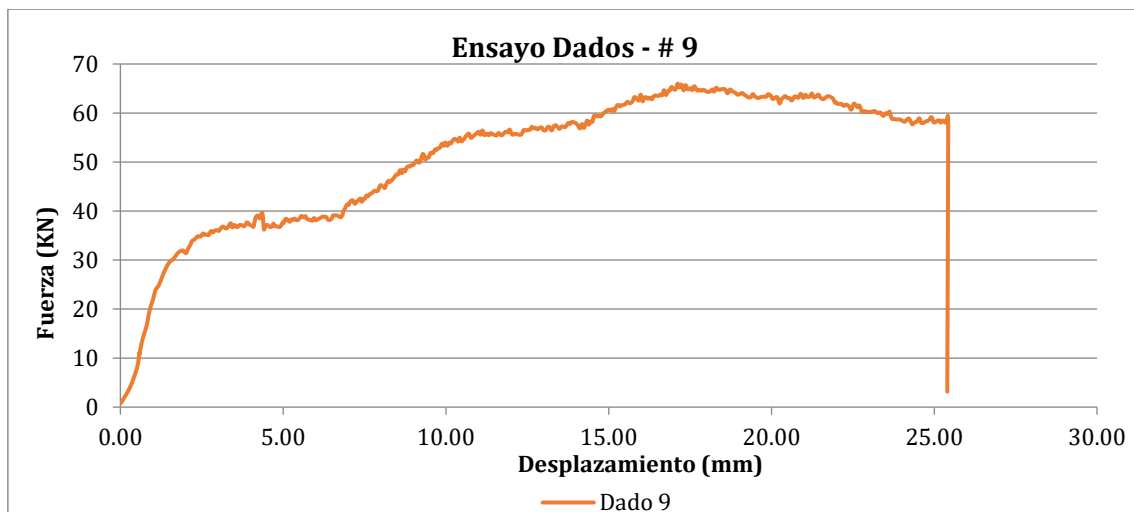


Figura C-14 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#9



Figura C-15 Dado 9_M16_CF_ST

10. M16-CF_2T.

Ensayo #10	
Fuerza máxima (KN)	132
Desplazamiento bajo carga máxima (mm)	10,36

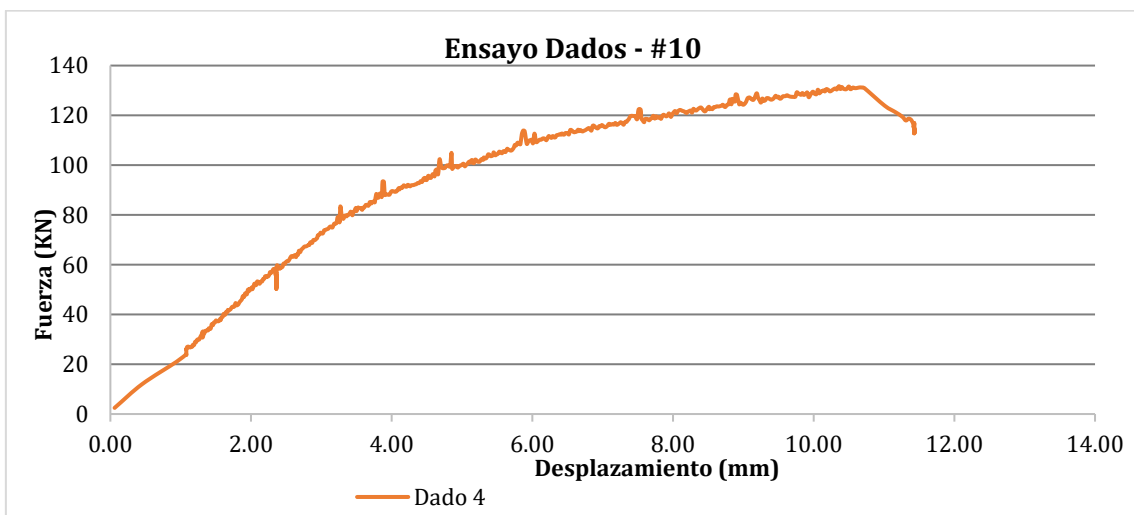


Figura C-16 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#10



Figura C-17 Dado 10_M16_CF_2T

12. M18-CF_2T

Ensayo previo realizado con gato sin control de desplazamiento.

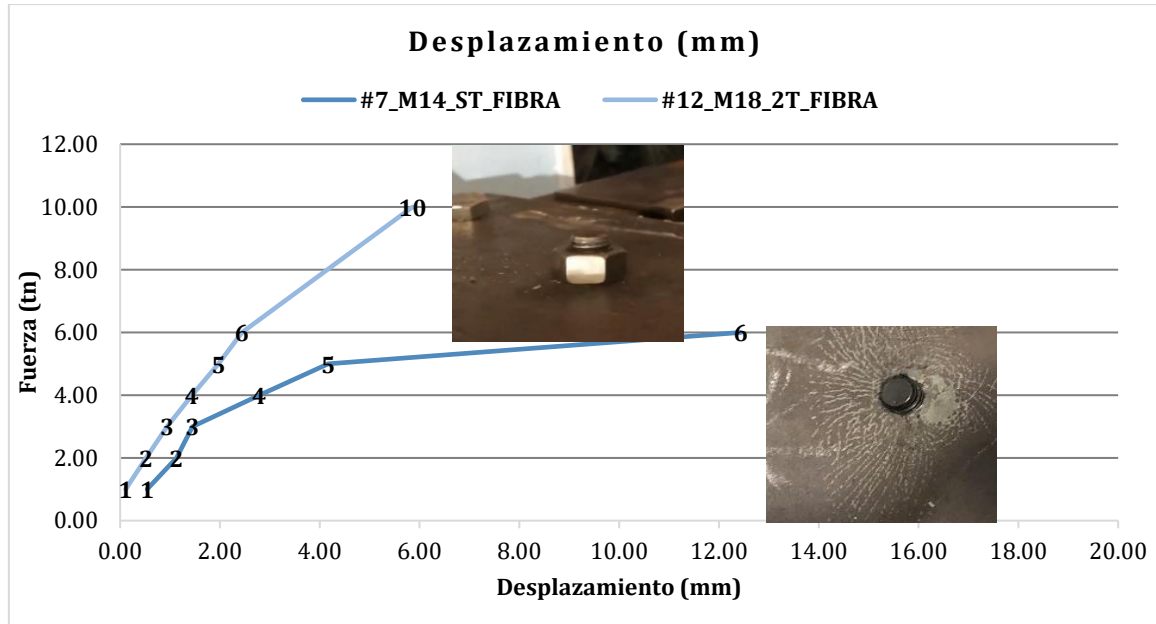


Figura C-18 Respuesta Carga (kN)-Desplazamiento (mm) Dado#7 y Dado#12.



Figura C-19 Dado 7 y Dado 12.

II. Cálculo resistente anclajes según Eurocódigo 2-4.

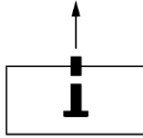
En los apartados siguientes se resume la formulación relevante para cada modo de fallo (acero o hormigón): a tracción, y a cortante según el Eurocódigo. Cada anclaje (solo o formando parte de un grupo) deberá diseñarse para el modo de rotura limitante. Para anclajes agrupados se cumplirán los modos de rotura individuales (agotamiento del acero y fallo del conector) y los mecanismos de fallo generales (rotura de hormigón circundante o cerca de borde).

Para anclajes preinstalados, ocasionalmente y para evitar que sea limitante el fallo por arrancamiento del hormigón se permite coser y armar las zonas susceptibles de fallo. Este armado debe ser simétrico (a tracción y cortante), y cumpliendo los detalles constructivos descritos en los códigos. Para anclajes post-instalados, salvo casos excepcionales no tiene sentido la inclusión de nueva armadura a nivel local. La tecnología de esta tesis usa anclajes típicamente preinstalados (cast-inplace) para estructuras ya existentes, con aperturas locales que permiten un nuevo armado. Aunque es viable instalar esta armadura, dificulta su aplicación y por tanto no se incluye como una opción general. Con el mismo objetivo, el relleno del área eliminada por hidrodemolición se restituye con inyección de mortero de altas prestaciones que si incluye fibra estructural en masa. La contribución en rotura para

estas zonas locales si aporta una mejora resistente, otorgando un modo de rotura dúctil a mecanismos previamente frágiles. Asimismo y al existir poca investigación al respecto no hay formulación disponible que recoja la mejora resistente final.

a. Resistencia a tracción

Fallo por agotamiento del acero (EN 1992-4, CI 7.2.1.3)



a)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{Resistencia característica de un conector para agotamiento del acero} \quad \text{Ecuación C-1}$$

$$N_{Rk,s} = c A_s f_{uk} \quad \text{Siendo } c \text{ la minoración de la resistencia para tornillos roscados de acuerdo a EN 1993-1-8 - CI 3.6.1} \quad \text{Ecuación C-2}$$

A_s Sección resistente del conector

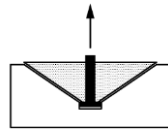
f_{uk} Resistencia última característica en rotura

f_{yk} Límite elástico característico

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial (EN 1992-4 Tabla 4.1)} \quad \text{Ecuación C-3}$$

> 1.4

Fallo por arrancamiento de cono de hormigón soporte (EN 1992-4, CI 7.2.1.4)



b)

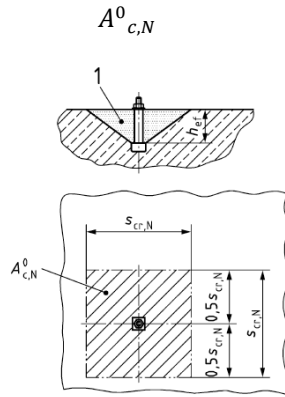
$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N} \quad \text{Resistencia característica de un conector para agotamiento del acero} \quad \text{Ecuación C-4}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad \text{Ecuación C-5}$$

$$k_1 = \begin{cases} 8.9 & \text{si hormigón fisurado} \\ 12.7 & \text{si hormigón no fisurado} \end{cases} \quad \text{Factores correctores para anclajes con cabeza}$$

h_{ef} Longitud embebida del conector del conector

$A_{c,N}$ Área proyectada de tensiones, limitada por bordes libres o otros conectores (solape)



Área proyectada por un anclaje unitario sin limitaciones de borde ni distancia entre anclajes

$$c_{cr,N} = 1.5 h_{ef}$$

Distancia al borde característica para garantizar desarrollo del cono de tracciones (cono 35°) Ecuación C-6

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

Factor corrector para tener en cuenta distancia a borde (c). Ecuación C-7

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

Factor corrector para tener en cuenta armado muy denso y longitud anclaje menor a 100mm. Ecuación C-8

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{e_N}{s_{cr,N}} \right)}$$

Factor corrector para excentricidad en la resultante de tracciones (e_N) Ecuación C-9

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1.5 h_{ef}} \geq 1$$

Factor corrector debido a fuerzas de compresión en paramentos. Siendo 1 para distancias a borde $c > 1.5 h_{ef}$, y z el brazo de palanca Ecuación C-10

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst}$$

EN 1992-4, Tabla 4.1 Ecuación C-11

$$\gamma_{inst}$$

Factor de seguridad parcial que depende del procedimiento de instalación Ecuación C-12

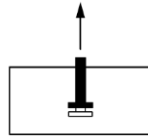
Las anteriores fórmulas se derivan del criterio de fallo del CCD Método, con conos de fallo con pendiente 1:3. El cálculo de las áreas $A_{c,N}$ se debe corregir en base a las distancias al borde, y la separación entre anclajes. Para elementos con 3 o más bordes libres, se proponen ajustes de las longitudes de anclaje de diseño para obtener valores menos conservadores.

Arrancamiento del hormigón en conectores con cabeza (EN 1992-4, CI 7.2.1.5)

Este mecanismo se origina por la fractura y fallo local de agotamiento del hormigón que confina la cabeza del conector. Depende por tanto directamente de la resistencia del hormigón o mortero y del área de apoyo de la cabeza. La eficiencia de la cabeza depende a su vez del espesor de la misma para garantizar la debida rigidez y transferencia directa al hormigón. Este fallo genera una pérdida de rigidez pero puede no ser de colapso, dando lugar a otros mecanismos resistentes (cono).

Con la adición de fibras o armados locales en cabeza (espiral) este confinamiento adicional puede incrementar su respuesta y ductilidad de fallo. Este mecanismo local, se amplifica cuando interacciona con el rasante. El efecto de cortante ocasiona un giro y un efecto

palanca de la cabeza hacia el paramento libre (pry-out), muy ligado a la rigidez del perno (esbeltez).



c)

$$N_{Rk,p} = k_1 A_h f_{ck}$$

Ecuación
C-13

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_n^2)$$

Área de apoyo neta de la cabeza del conector circular, siendo d_h el diámetro exterior de la cabeza, y d_n el diámetro de conector.

Ecuación
C-14

$$d_h \leq 6t_h + d_n$$

Límite de diámetro exterior de tornillo por rigidez ligado a espesor de la cabeza t_h

Ecuación
C-15

$$k_1 = \begin{cases} 8.9 & \text{si hormigón fisurado} \\ 12.7 & \text{si hormigón no fisurado} \end{cases}$$

Factores correctores para anclajes con cabeza

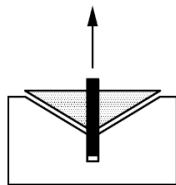
Ecuación
C-16

Fallo por agotamiento de adherencia del conector (EN 1992-4, CI 7.2.1.6)

Este mecanismo de fallo no debe contemplarse para conectores preinstalados y con fuste liso, al prescindirse de la adherencia. Es específico para conectores post-instalados previo taladro e inyección de adhesivo. Este adhesivo puede ser sintético (generalmente de naturaleza epoxi) o cementoso (morteros de altas prestaciones). En ambos casos los fabricantes deben garantizar cotas mínimas de rasante entre conector y hormigón soporte, siguiendo ensayos normalizados (EOTA). A pesar de no ser un mecanismo principal para la investigación, se introduce la formulación porque su contribución no es despreciable, actuando de forma conjunta con el empuje en punta (cabeza de tornillo). Es así al emplearse para la restitución de la conexión, morteros de reparación de altas prestaciones y adherencia. La norma, para conectores pre-instalados desprecia la adherencia del fuste con el soporte pero es importante estimar una cota mínima de adherencia.

Este modo de fallo usa de valores específicos de adherencia para distintos materiales y condiciones de soporte (húmedo, seco) y temperaturas ambientes (efectos de la fluencia para temperaturas cercanas a la de transición vítrea de la resina (50°C)).

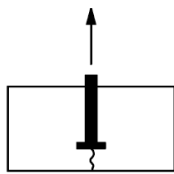
La mayor parte de ensayos disponibles son para morteros sintéticos, debido a la facilidad de mezcla en boquilla y su rápido endurecimiento. En los últimos años han aparecido morteros específicos cementosos con valores cercanos o superiores a los sintéticos para barras no lisas. Para evaluar esta contribución es realista cotas mínimas de valores de adherencia $\tau_{Rk} > 6\text{MPa}$ para los morteros de reparación usados.



d)

$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \psi_{g,Np} \psi_{s,Np} \psi_{re,N} \psi_{ec,Np}$	<p>Resistencia característica de un anclaje o grupo por fallo en adherencia</p>	<p>Ecuación C-17</p>
$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \tau_{Rk} \pi d h_{ef}$	<p>Valor unitario de adherencia derivado de la adherencia y perímetro de contacto.</p>	<p>Ecuación C-18</p>
τ_{Rk}	<p>Valores de adherencia de cada producto, para hormigón fisurado y sin fisurar, garantizado en ensayos.</p>	
ψ_{sus}^0	<p>Coficiente que garantiza para cada producto (adhesivo) la adherencia bajo carga sostenida (para vida útil 50 años y mínimo 10 años a 43°C). Este valor se especifica en la especificación europea del producto.</p>	
α_{sus}	<p>Ratio de cargas permanentes y cargas totales.</p>	<p>Ecuación C-19</p>
$\psi_{sus} = \begin{cases} 1 & \text{si } \alpha_{sus} \leq \psi_{sus}^0 \\ \psi_{sus}^0 + 1 - \alpha_{sus} & \text{si } \alpha_{sus} > \psi_{sus}^0 \end{cases}$	<p>Coficiente que pondera la respuesta la adherencia bajo carga sostenida</p>	<p>Ecuación 6-20</p>
$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0}$	<p>Relaciona las áreas unitarias con las áreas de grupo y disponible de borde, calculados idénticamente al caso de rotura por cono de hormigón.</p>	<p>Ecuación C-21</p>
$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} s_{cr,Np}$		<p>Ecuación C-22</p>
$s_{cr,Np} = 7.3d(\psi_{sus} \tau_{Rk})^{0.5} \leq 3h_{ef}$	<p>Asumiéndose como cota superior un cono (CCD) de pendiente 1:3, o el limitado por la adherencia τ_{Rk}</p>	<p>Ecuación C-23</p>
$\psi_{g,Np}$	<p>Coficiente que depende del número, la distancia entre anclajes y calidad hormigón soporte.</p>	<p>Ecuación C-24</p>
$\psi_{s,Np}, \psi_{re,N}, \psi_{ec,Np}$	<p>Similares a fallo por cono de hormigón: distancia a borde, densidad de armado y excentricidad</p>	<p>Ecuación C-25</p>

Fallo por división del elemento de hormigón (splitting)



e)

Este fallo se produce bien por las fuerzas transversales generadas al instalar el conector (expansivos mecánicos) o durante la tracción de anclajes con cabeza, debido a la fuerza horizontal generada. Es crítico para dimensiones limitadas de la pieza soporte, poca

distancia a borde y poco armado transversal. Esta forma de rotura no es previsible para el uso previsto, al disponer la pieza a reforzar de cuantías elevadas de armado (típicamente vigas). Esta verificación puede obviarse, si se garantiza para las cargas características de arrancamiento de cono y fragmentación en punta, una apertura de fisura menor a 0.3mm.

Fallo por colapso lateral del hormigón (EN 1992-4, CI 7.2.1.6)

El agotamiento del recubrimiento se produce para recubrimientos $c < 0.5h_{ef}$. El empuje del cono de tracciones ocasiona un empuje al vacío del borde libre. En el refuerzo planteado es poco habitual esta disposición de conectores, al ser conectores de poca altura (por interferencia con el armado) y a su vez deber cumplir el recubrimiento lateral de los pernos por durabilidad. Si la separación entre conectores $s_{cr,Nb} > 4c_1$, el efecto grupo se puede despreciar.



$$N_{Rk,cb} = N^0_{Rk,cb} \frac{A_{c,Nb}}{A^0_{c,Nb}} \psi_{s,Nb} \psi_{gNb} \psi_{ec,N}$$

Resistencia característica por fallo local en borde Ecuación C-26

$$N^0_{Rk,cb} = k_5 c_1 \sqrt{A_h} \sqrt{f_{ck}}$$

Resistencia característica de un perno aislado sin influencia de bordes Ecuación C-27

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_n^2)$$

Ecuación C-28

$$A^0_{c,Nb} = (4c_1)^2$$

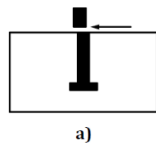
Área de empuje para un conector aislado, siendo c_1 la distancia al borde. Ecuación C-29

$$\psi_{s,Nb} \psi_{gNb} \psi_{ec,N}$$

Coefficientes para ponderar esfuerzos localizados en esquina, efecto grupo y excentricidad. Ecuación C-30

b. Resistencia a cortante

Fallo por agotamiento del acero (EN 1992-4, CI 7.2.2.3)



$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$

Resistencia característica de un conector para agotamiento del acero Ecuación C-31

$$V^0_{Rk,s} = k_6 A_s f_{uk}$$

Para anclajes de esbeltez mayor $\frac{h_{ef}}{d} > 5$ y $f_{ck} > 20\text{MPa}$ Ecuación C-32

$$k_6 = \begin{cases} 0.6 & \text{si } f_{uk} \leq 500 \text{ MPa} \\ 0.5 & \text{si } f_{uk} \in 500 - 1000 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación} \\ \text{C-33} \end{array}$$

Fallo por extracción del hormigón (EN 1992-4, CI 7.2.2.3)

Este modo de rotura se produce por el giro y el efecto palanca de la cabeza del conector embebido, provocando un empuje al vacío. Esta fuerza generada moviliza un cono truncado de tracciones, similar (y ligado) al obtenido a tracción pura (con pendientes 1:3 siguiendo CCD (Fuchs et al., 1995)).

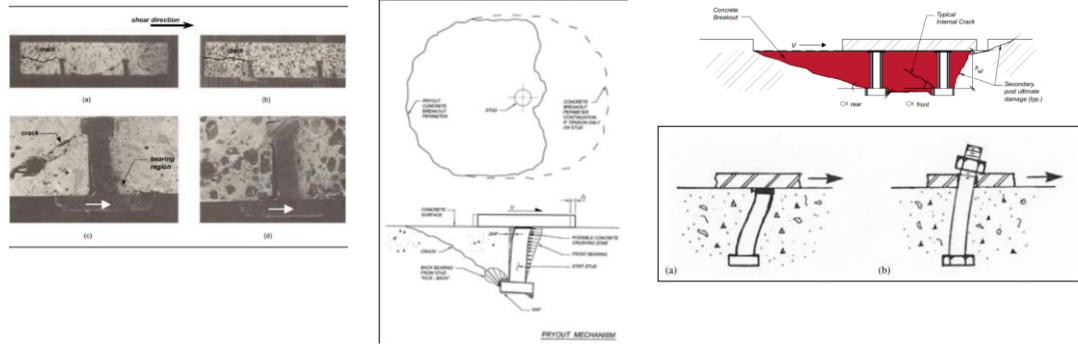
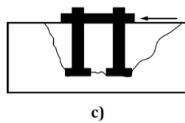


Figura C-20 (a) Modo de rotura por pry-out (b) distribución de tensiones en zona de perno y (c) efecto grupo

La formulación propuesta, por tanto, refiere a los valores de resistencia a tracción (que a su vez dependen de la calidad del hormigón). Los coeficientes de ajuste deben declararse experimentalmente para cada anclaje, al depender la geometría que ocasiona los esfuerzos generados de empuje:

- Rigidez o esbeltez del conector, siendo crítico para valores $\frac{h_{ef}}{d} < 4.5$
- EC2 no propone ningún valor de ajuste refiriendo a ensayos. Por este motivo se proponen los indicados en ACI 318 para anclajes con cabeza embebida.
- Los esfuerzos locales en cabeza de perno dependen de la esbeltez pero también de su grado de empotramiento en la chapa. Los conectores soldados
- Este modo de rotura por seguridad se comprueba experimentalmente. Esta será la motivación de la realización de ensayos simplificados de cortante (y tracción) para acotar que este mecanismo no es limitante.



$$V_{Rk,cp} = 0.75 k_8 N_{Rk,c}$$

Resistencia característica de un conector para extracción del hormigón, considerando soporte con armadura.

Ecuación C-34

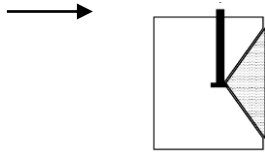
$$k_8; (K_{cp} \text{ ETAG001}) = \begin{cases} 1 & \text{si } h_{ef} \leq 65\text{mm} \\ 0.5 & \text{si } f_{uk} \\ 2 & h_{ef} > 65\text{mm} \end{cases}$$

k_8 obtiene experimentalmente o, lo indicado en ETAG 001 Annex C Ci 5.2.3.3 ACI 318

Ecuación C-35

Fallo del hormigón en bordes (EN 1992-4, CI 7.2.2.5)

En la aplicación prevista no es esperable que el cortante actúe perpendicular al plano de borde libre, salvo casos particulares (sección variables, regiones D). Si será frecuente que el cortante se transmita a elementos tipo viga, esbeltos, con cortante que actúe paralelo a dicho plano ($\alpha_v = 90^\circ$)



$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \psi_{re,V}$$

Resistencia característica a cortante por fallo de borde libre.

Ecuación C-36

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 d_{nom}^\alpha l_f^\beta f_{ck}^{0.5} c_1^{1.5}$$

Valor unitario de adherencia derivado de la adherencia y perímetro de contacto.

Ecuación C-37

$$k_9 = \begin{cases} 1.7 & \text{si hormigón fisurado} \\ 2.4 & \text{si no fisurado} \end{cases}$$

Variable que depende del hormigón base

Ecuación C-38

$$\alpha = 0.1 \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0.5}$$

Ecuación C-39

$$\beta = 0.1 \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0.2}$$

Ratio de cargas permanentes y cargas totales.

Ecuación C-40

$$l_f \leq \begin{cases} 12d_{nom} & \text{si } d_{nom} \leq 24 \text{ mm} \\ \max 8d_{nom}; 300, & \text{si } d_{nom} > 24 \text{ mm} \end{cases}$$

Longitud crítica

Ecuación C-41

$$\frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0}$$

Relaciona las áreas unitarias con las áreas de grupo y disponible de borde, calculados idénticamente al caso de rotura por cono de hormigón.

Ecuación C-42

$$\psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{re,V}$$

Coefficientes de ajuste por efecto borde, espesor elemento, excentricidad y borde libre y refuerzo, respectivamente.

Ecuación C-43

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{\cos^2 \alpha_v + (0.5 \sin^2 \alpha_v)}}$$

Coefficiente para ángulo entre esfuerzo cortante y plano ortogonal al borde libre. Para borde libre paralelo a esfuerzo $\psi_{\alpha,V} =$

Ecuación C-44

2

Resistencia a cortante para llaves o pasadores

La aplicación mas habitual son conexiones de pilares a zapatas o similares, siendo los pernos los responsables de las tracciones y momentos, y las pletinas o pasadores del cortante. Aunque las pletinas que conformen los conectores deben ir soldadas al soporte, los mecanismos de transferencia al hormigón son válidos para elementos atornillados (con comprobaciones adicionales). Se acepta el hormigonado convencional directo durante la instalación o relleno posterior con inyección de mortero sin retracción, garantizando la no oclusión de aire.

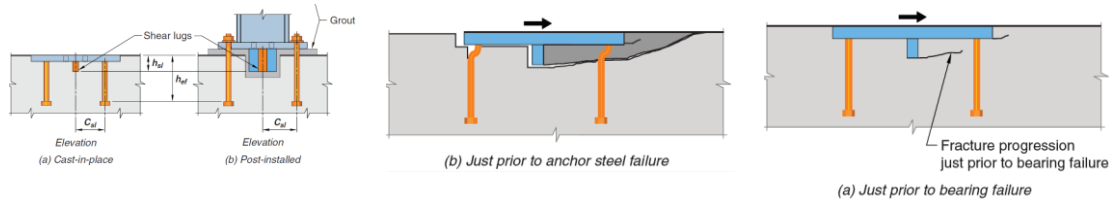


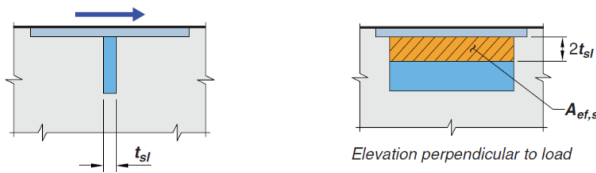
Figura C-21 Figuras de llaves o pasadores a cortante (a) y sus modos de rotura esperados (b)

$$\frac{h_{ef}}{h_{sl}} \geq 2.5 \text{ y } \frac{h_{ef}}{c_{sl}} \geq 2.5 \quad \text{Ratio entre alturas de conectores y pletinas} \quad \text{Ecuación C-45}$$

$$\Phi V_{cb,sl} \geq V_u \quad \text{Ecuación C-46}$$

$$\Phi = 0.65$$

Se describen dos modos de rotura: inicialmente por agotamiento del hormigón de apoyo en el pasador, y



$$\Phi V_{brg,sl} \geq V_u \quad \text{Ecuación C-47}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$V_{brg,sl} = 1.7 f'_c A_{ef,sl} \psi_{brg,sl} \quad \text{Ecuación C-48}$$

$$A_{ef,sl} = b \cdot 2t_{sl} \quad \text{Área de apoyo de llave de cortante, siendo } t_{sl} \text{ el espesor de la llave.} \quad \text{Ecuación C-49}$$

$$\psi_{brg,sl}: \begin{cases} 1 + \frac{P_u}{n N_{sa}} \leq 1 \text{ si tracciones } (P_u < 0) \\ 1 \text{ si no carga axil} \\ 1 + 4 \frac{P_u}{n N_{sa}} \leq 2 \text{ si compresiones } (P_u > 0) \end{cases} \quad \text{Ecuación C-50}$$

$$\Phi V_{cb,sl} \geq V_u \quad \text{Ecuación C-51}$$

Para la contribución de varios conectores consecutivos se fija un valor límite rasante máximo fijado por el punto 22.9.4.2 ACI-318-19. Debido al buen comportamiento adherente del grout se puede usar un valor de $\mu = 1.4\lambda$.

Ecuación C-52

22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (22.9.4.2)$$

where A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and μ is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

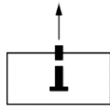
Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

Contact surface condition	Coefficient of friction $\mu^{(1)}$	
Concrete placed monolithically	1.4 λ	(a)

III. Cálculo a tracción

En las tablas siguientes se detallan los cálculos para la obtención de las resistencias a tracción de los pernos usados en la campaña experimental:

Tabla C- 2 Tabla de resistencia a tracción por agotamiento acero.



a)

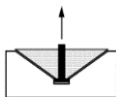
d_a	12	14	16	18	mm
h_ef	80	80	80	80	mm

7.2 HEADED AND POST-INSTALLED FASTENERS

7.2.1 TENSION LOAD

Asn	84.3	115	157	192	mm ²
N_RK,s	67440	92000	125600	153600	N

Tabla C-3 Tabla de resistencia a tracción por agotamiento del hormigón.



b)

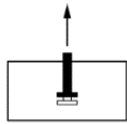
d_a	12	14	16	18	mm
h_ef	80	80	80	80	mm

7.2.1.4 CONCRETE CONE FAILURE

7.2	N⁰_RK,c	70391	70391	70391	70391	N	
	k ₁	12.7	12.7	12.7	12.7	ad	CIP>8.9=C; 12.7=UC
	s _{cr,N}	240	240	240	240	mm	2*cr
	c _{cr,N}	120	120	120	120	mm	1.5*h _{ef}
7.4	y _{s,N}	0.95	0.95	0.95	0.95	ad	Edge proximity
7.5	y _{re,N}	0.9	0.9	0.9	0.9	ad	Dense reinforcement

	e _N	0	0	0	0	mm	eccentricity distance cdg
7.6	y _{ec,N}	1	1	1	1	ad	Eccentricity effect
7.7	y _{M,N}	1	1	1	1	ad	Compression force effect
	c _{max}	99	99	99	99	mm	
	s _{max}	0	0	0	0	mm	
	h' _{ef}	66	66	66	66	mm	+3edges
7.10.	s' _{cr,N}	198	198	198	198	mm	+3edges
7.10.	c' _{cr,N}	99	99	99	99	mm	+3edges
7.3	A _{c,N}	39204	39204	39204	39204		Reference projected area
	A ⁰ _{c,N}	47520	47520	47520	47520	mm ²	actual projected area
	N _{RK,c}	49521	49521	49521	49521	N	

Tabla C-4 Tabla de resistencia a tracción por agotamiento del hormigón.



c)

7.2.1.5 PULL-OUT FAILURE OF FASTENER

	d _a	12	14	16	18	mm	
	h _{ef}	80	80	80	80	mm	
	t _h	8	9	10	17	mm	
	d _h	19	22	24	27	mm	
	d _a	12	14	16	18	mm	
7.12	A _h	170	226	251	318	mm ²	
	k ₂	10.5	10.5	10.5	10.5	ad	CIP_C*=7.5; UC=10.5
7.11	N _{RK,p}	107372	142503	158336	200394	N	

*CIP Anclaje preinstalado C=fisurado UC=no fisurado

Tabla C-5 Tabla de resistencia a tracción por agotamiento del hormigón.

7.2.1.7 CONCRETE SPLITTING FAILURE

	d _a	12	14	16	18	mm	
	h _{ef}	80	80	80	80	mm	
	N ⁰ _{RK,sp}	70391	70391	70391	70391		
	h	200	200	200	200	mm	
	h _{min}	200	200	200	200		
	s _{cr,sp}	200	200	200	200	mm	2*cr
	c _{cr,sp}	120	120	120	120	mm	1.5*h _{ef}
7.4	ψ _{s,N}	0.95	0.95	0.95	0.95	ad	Edge proximity

7.5	$\Psi_{re,N}$	0.9	0.9	0.9	0.9	ad	Dense reinforcement
	e_N	0	0	0	0	mm	eccentricity distance cdg
7.6	$\Psi_{ec,N}$	1	1	1	1	ad	Eccentricity effect
	Ψ_{h,sp_lim}	2	2	2	2	ad	
	$\Psi_{h,sp}$	2	2	2	2	ad	
	$A_{c,N}$	57600	57600	57600	57600	mm ²	Reference projected area
	$A^0_{c,N}$	40000	40000	40000	40000	mm ²	actual projected area
	$N_{RK,sp}$	172874	172874	172874	172874	N	

Tabla C-6 Tabla de resistencia a tracción por agotamiento del hormigón.

7.2.1.8 CONCRETE BLOW FAILURE

d_a	12	14	16	18	mm	
h_{ef}	80	80	80	80	mm	
$N^0_{RK,c}$	87097	100339	105767	93859	N	
A_h	170	226	251	198	mm ²	
k_5	8.7	8.7	8.7	8.7	ad	PIB_C=8,7 UC=12,2
c_1	99	99	99	99	mm	
c_2	99	99	99	99	mm	
$A^0_{c,Nb}$	156816	156816	156816	156816	mm ²	
$A_{c,Nb}$	156816	156816	156816	156816	mm ²	
s_2	0	0	0	0	mm	distance between anchorages paralel edge
$\Psi_{s,Nb}$	0.85	0.85	0.85	0.85	ad	proximity corner
$\Psi_{g,Nb}$	2.41421 36	2.41421 36	2.41421 36	2.41421 36	ad	
n	2	2	2	2		
e_N	0	0	0	0	mm	eccentricity distance cdg
$\Psi_{ec,N}$	1	1	1	1	ad	Eccentricity effect
$N_{RK,cb}$	178731	205905	217042	192606	N	

IV. Cálculo a cortante

En las tablas siguientes se detallan los cálculos para la obtención de las resistencias a cortante de los pernos utilizados en la campaña experimental:

Tabla C-7 Tabla de resistencia a cortante por agotamiento del acero.

7.2.2.3 STEEL FAILURE OF FASTENER

d _a	12	14	16	18	mm	
h _{ef}	80	80	80	80	mm	
V' _{0,Rk,s}	33720	46000	50240	61440	N	
d _a	12	14	16	18	mm	
h _{ef}	80	80	80	80	mm	
k ₆	0.5	0.5	0.5	0.5	ad	0,5 8.8Grade
A _s	84.3	115	157	192	mm ²	
f _{uk}	800	800	800	800	MPa	
h _{ef} /d	1	1	0.8	0.8		
t _{grout}	10	10	10	10	mm	grout thickness
V _{Rk,s}	30348	41400	45216	55296	N	

Tabla C-8 Tabla de resistencia a cortante por agotamiento del hormigón.

7.2.2.4 CONCRETE PRY-OUT FAILURE

d _a	12	14	16	18	mm
h _{ef}	80	80	80	80	mm
k ₈	1	1	1	1	
V _{Rk,cp}	37141	37141	37141	37141	N

Tabla C-9 Tabla de resistencia a cortante por agotamiento del hormigón.

7.2.2.5 CONCRETE EDGE FAILURE

c _{min}	800	840	960	1080	mm	critical distance
s _{min}	48	56	64	72	mm	minimum spacing distance fasteners
k ₉	1.7	1.7	1.7	1.7	ad	CIP_C:1,7: UC:2,4
y _{s,v}	0.8485	0.8485	0.8485	0.8485	ad	disturbance of distribution of stresses in concrete due edge
y _{h,v}	1	1	1	1	ad	member thickness efect
e _v	0	0	0	0	mm	eccentricity resultant
y _{ec,V}	1	1	1	1	ad	eccentricity effect
a _v	90	90	90	90	deg	angle between shear and line perpendicular to edge
y _{a,v}	1.78	1.78	1.78	1.78	ad	angle influence
y _{re,V}	1	1	1	1	ad	edge reinforcement
c ₁	133	133	133	133	mm	
c ₂	99	99	99	99	mm	
a	0.07	0.07	0.07	0.07	ad	
l _f	80	80	80	80	mm	
d _{nom}	12	14	16	18	mm	
b	0.062	0.064	0.065	0.067	ad	
A ⁰ _{c,v}	80000	80000	80000	80000	mm ²	

A _{c,v}	26400	26400	26400	26400	mm ²
V ⁰ _{Rk,c}	32218	32883	33476	34015	N
V _{Rk,c}	16147	16480	16778	17048	N

V. Resumen de resultados

Resumiendo, los valores obtenidos para cada modo de fallo son los siguientes:

Tabla C-10 Tabla de resistencia a tracción y cortante para cada métrica.

MODOS DE FALLO	M12	M14	M16	M18	
TRACCIÓN					
7.2.1.2 FALLO ACERO	67.4	92.0	125.6	153.6	kN
7.2.1.4 FALLO CON HORMIGÓN	49.5	49.5	49.5	49.5	kN
7.2.1.5 ARRANCAMIENTO CONECTOR	107.4	142.5	158.3	124.7	kN
7.2.1.7 FALLO POR ESPESOR LOSA	172.9	172.9	172.9	172.9	kN
7.2.1.8 FALLO POR EMPUJE VACIO BORDE	178.7	205.9	217.0	192.6	kN
CORTANTE					
7.2.2.3 FALLO ACERO	30.3	41.4	45.2	55.3	kN
7.2.2.4 FALLO POR "PRY-OUT" HORMIGÓN	37.1	37.1	37.1	37.1	kN
7.2.2.5 FALLO POR EMPUJE A BORDE	16.1	16.5	16.8	17.0	kN

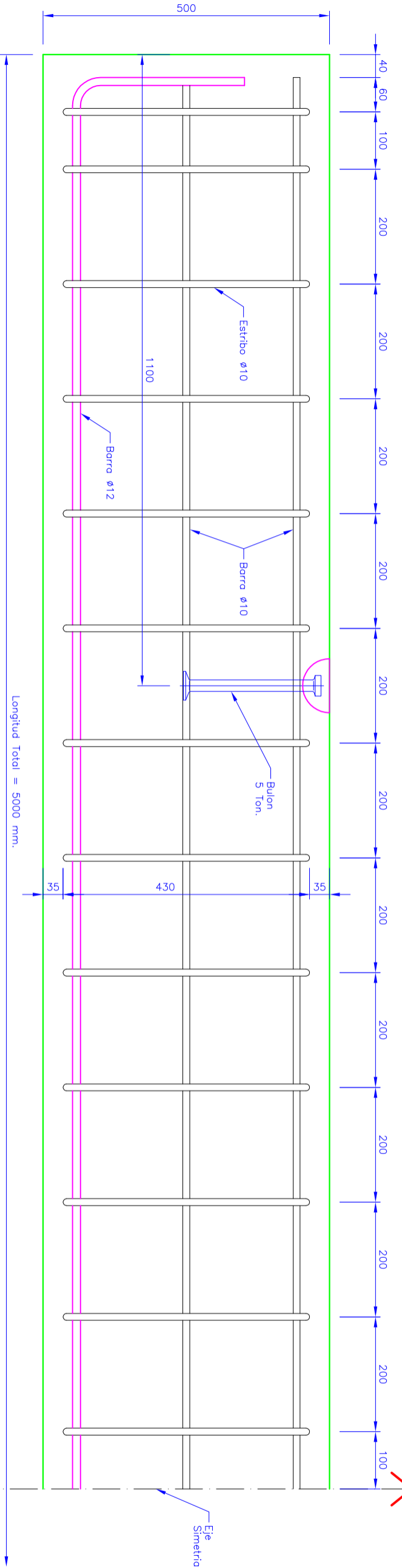
D.ANEJO: ENSAYO DE VIGAS REFORZADAS

En el presente anejo se incluye información complementaria de los ensayos: carga-flecha y estados tensionales en chapa.

I. Definición geométrica

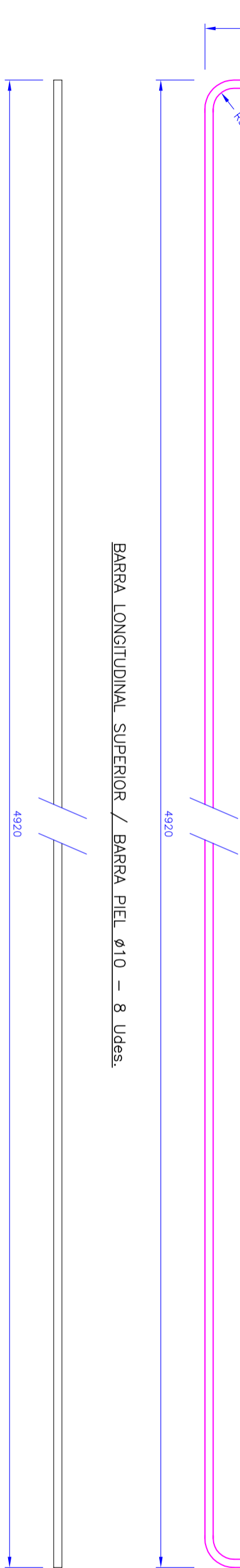
A continuación se incluyen los planos de las vigas ensayadas y de la sección anexada metálica:

SEMI-SECCION LONGITUDINAL

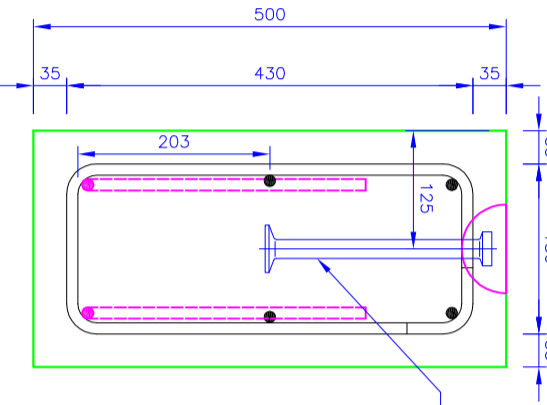


BARRA LONGITUDINAL INFERIOR Ø12 - 4 Udes.

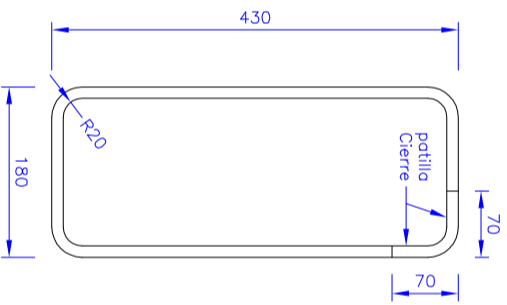
BARRA LONGITUDINAL SUPERIOR / BARRA PIEL Ø10 - 8 Udes.



SECCION TRANSVERSAL



ESTRIBO Ø10 - 78 Udes



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES			
MATERIALES	CALIDAD	CONTROL	Coef.
CEMENTO	CEM II-AM (V-L) 42,5R	Estadístico	1,50
HORMIGÓN	HA-35/F/12/IIa	Normal	1,15
ACERO	B-500-S	Intenso	1,50
CONTROL DE EJECUCIÓN			
RECURRIMIENTO NOMINAL: 35 mm			
VIDA ÚTIL ESTRUCTURAL: 100 Años			

PESO APROX.: 1560 Kg.
VOLUMEN: 0,625 m³.
Nº PIEZAS= 2 Udes.

II. Resultados

a. Viga 1



Figura D-1 Secuencia de rotura para viga #1.

Tabla D-1 Valores para la carga máxima

Ensayo Viga 1 - Comienzo del fallo	
Fuerza en Gato (KN)	301,45
Flecha CI (mm)	11,13
Banda L/6 (MPa)	29,8
Banda L/3 (MPa)	53,1
Banda L/2 (MPa)	37,1
Banda 2L/3 (MPa)	52,4
Banda 5L/6 (MPa)	29,8

Tabla D-2 Valores para el comienzo del fallo estructural.

Ensayo Viga 1 - Valores en Carga Máxima	
Fuerza en Gato (KN)	437,2
Flecha CI (mm)	24,14
Banda L/6 (MPa)	26,7
Banda L/3 (MPa)	71,6
Banda L/2 (MPa)	26,3
Banda 2L/3 (MPa)	72,1
Banda 5L/6 (MPa)	26,7

Tabla D-3. Valores para el colapso total del elemento estructural.

Ensayo Viga 1 - Valores en Colapso Total	
Fuerza en Gato (KN)	317,8
Flecha CI (mm)	44,89
Banda L/6 (MPa)	-47,4
Banda L/3 (MPa)	47,1

Banda L/2 (MPa)	5,0
Banda 2L/3 (MPa)	-14,5
Banda 5L/6 (MPa)	-47,4

Tabla D-4. Tensiones máximas en la chapa de refuerzo.

Tensión Máxima en chapa		
	Tensión (MPa)	Fuerza en Gato (KN)
Banda L/6 (MPa)	36,3	365,1
Banda L/3 (MPa)	73,5	401,0
Banda L/2 (MPa)	38,0	301,5
Banda 2L/3 (MPa)	72,5	436,9
Banda 5L/6 (MPa)	36,3	365,1

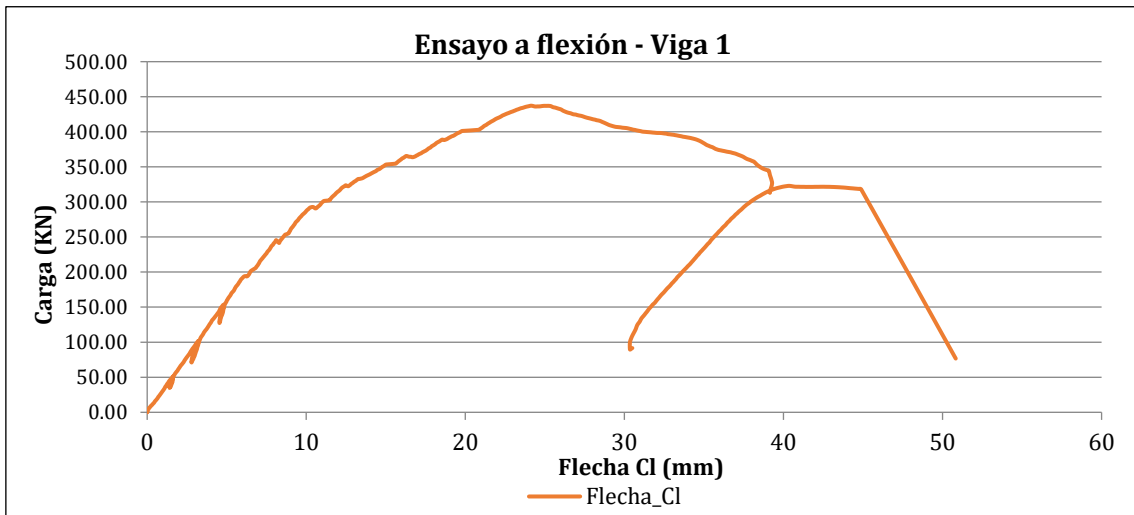


Figura D-2 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #1.

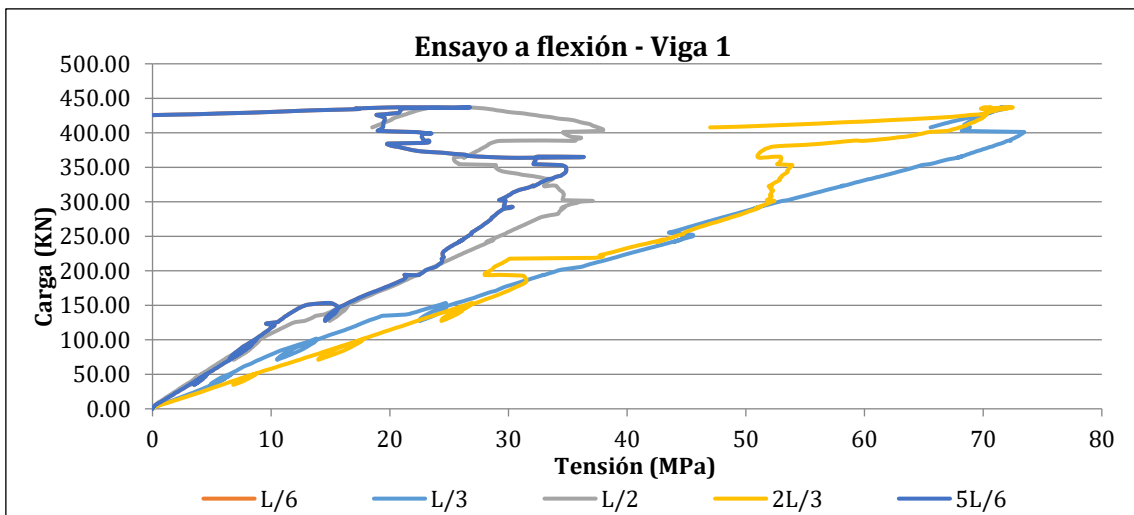


Figura D-3 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #1.

b. Viga 2



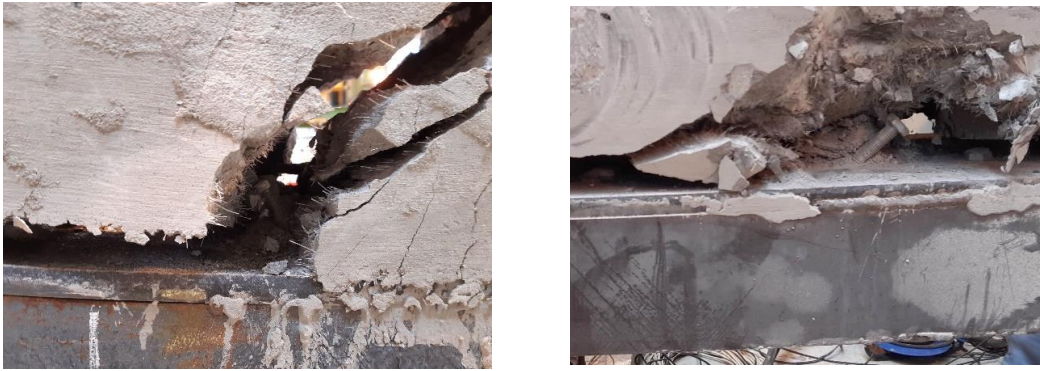


Figura D-4 Secuencia de rotura para viga #2.

Tabla D-5. Valores para el comienzo del fallo estructural.

Ensayo Viga 2 - Comienzo del fallo	
Fuerza en Gato (KN)	301,25
Flecha Cl (mm)	13,12
Banda L/6 (MPa)	28,4
Banda L/3 (MPa)	46,8
Banda L/2 (MPa)	65,7
Banda 2L/3 (MPa)	50,3
Banda 5L/6 (MPa)	43,2

Tabla D-6. Valores para el comienzo del fallo estructural.

Ensayo Viga 2 - Valores en Carga Máxima	
Fuerza en Gato (KN)	379,45
Flecha Cl (mm)	33,62
Banda L/6 (MPa)	25,5
Banda L/3 (MPa)	15,0
Banda L/2 (MPa)	50,5
Banda 2L/3 (MPa)	29,7
Banda 5L/6 (MPa)	34,5

Tabla D-7. Valores para la carga máxima.

Ensayo Viga 2 - Valores en Colapso Total	
Fuerza en Gato (KN)	231,59
Flecha Cl (mm)	61,55
Banda L/6 (MPa)	-52,2
Banda L/3 (MPa)	-119,8
Banda L/2 (MPa)	-21,9
Banda 2L/3 (MPa)	-2,6

Banda 5L/6 (MPa)	10,2
-------------------------	------

Tabla D-8 Valores para el colapso total del elemento estructural.

Tensión Máxima en chapa		
	Tensión (MPa)	Fuerza en Gato (KN)
Banda L/6 (MPa)	42,9	336,5
Banda L/3 (MPa)	48,0	316,4
Banda L/2 (MPa)	66,9	331,8
Banda 2L/3 (MPa)	53,4	356,0
Banda 5L/6 (MPa)	43,2	301,3

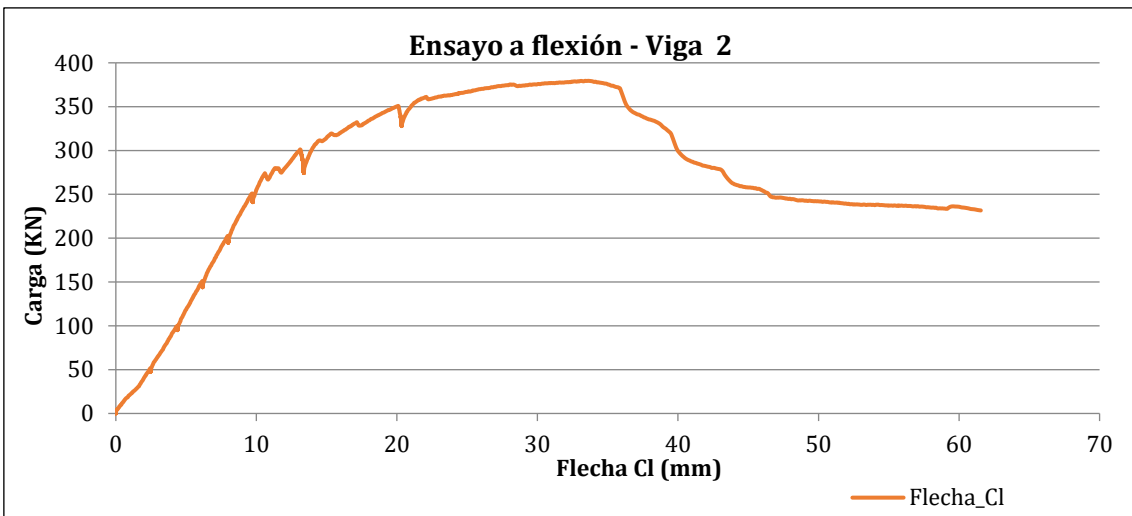


Figura D-5 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #2.

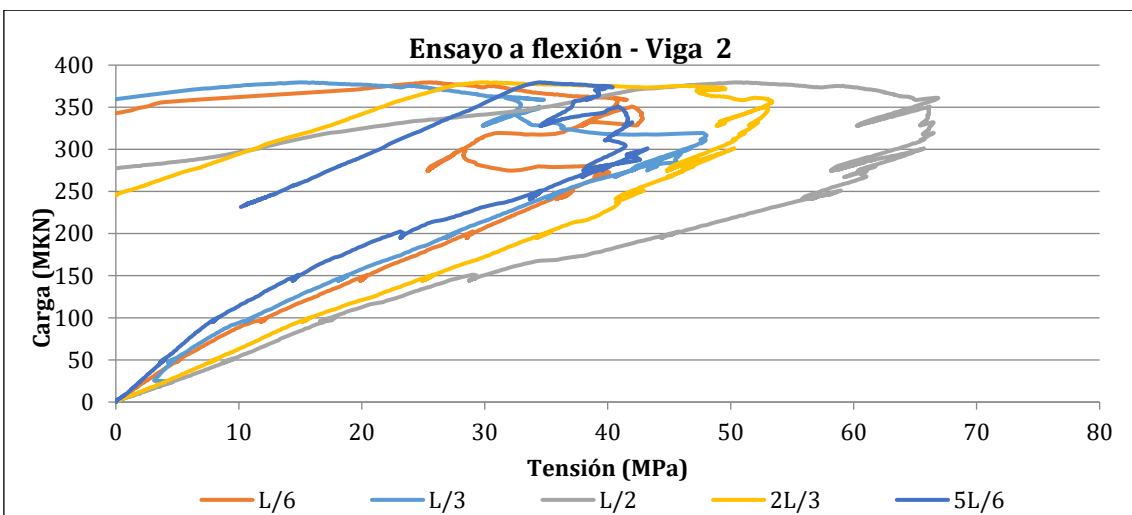


Figura D-6 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #2.

c. Viga 3



50kN



100kN



150kN



200kN



250 kN



300 kN



350 kN



Colapso



Figura D-7 Secuencia de rotura para viga #3.

Tabla D-9. Valores para el comienzo del fallo estructural.

Ensayo Viga 3 - Comienzo del fallo	
Fuerza en Gato (KN)	303,03
Flecha Cl (mm)	11,87
Banda L/6 (MPa)	14,1
Banda L/3 (MPa)	49,5
Banda L/2 (MPa)	57,0
Banda 2L/3 (MPa)	36,9
Banda 5L/6 (MPa)	42,7

Tabla D-10 Valores para la carga máxima.

Ensayo Viga 3 - Valores en Carga Máxima	
Fuerza en Gato (KN)	354,92
Flecha Cl (mm)	25,89
Banda L/6 (MPa)	-6,1
Banda L/3 (MPa)	-3,8
Banda L/2 (MPa)	50,9

Banda 2L/3 (MPa)	38,5
Banda 5L/6 (MPa)	48,0

Tabla D-11 Valores para el colapso total del elemento estructural.

Ensayo Viga 3 - Valores en Colapso Total	
Fuerza en Gato (KN)	226,34
Flecha Cl (mm)	95,67
Banda L/6 (MPa)	-73,4
Banda L/3 (MPa)	60,5
Banda L/2 (MPa)	-22,2
Banda 2L/3 (MPa)	13,4
Banda 5L/6 (MPa)	23,0

Tabla D-12 Tensiones máximas en la chapa de refuerzo.

Tensión Máxima en chapa		
	Tensión (MPa)	Fuerza en Gato (KN)
Banda L/6 (MPa)	32,6	289,7
Banda L/3 (MPa)	49,5	303,0
Banda L/2 (MPa)	60,2	338,4
Banda 2L/3 (MPa)	40,6	347,5
Banda 5L/6 (MPa)	48,0	354,9

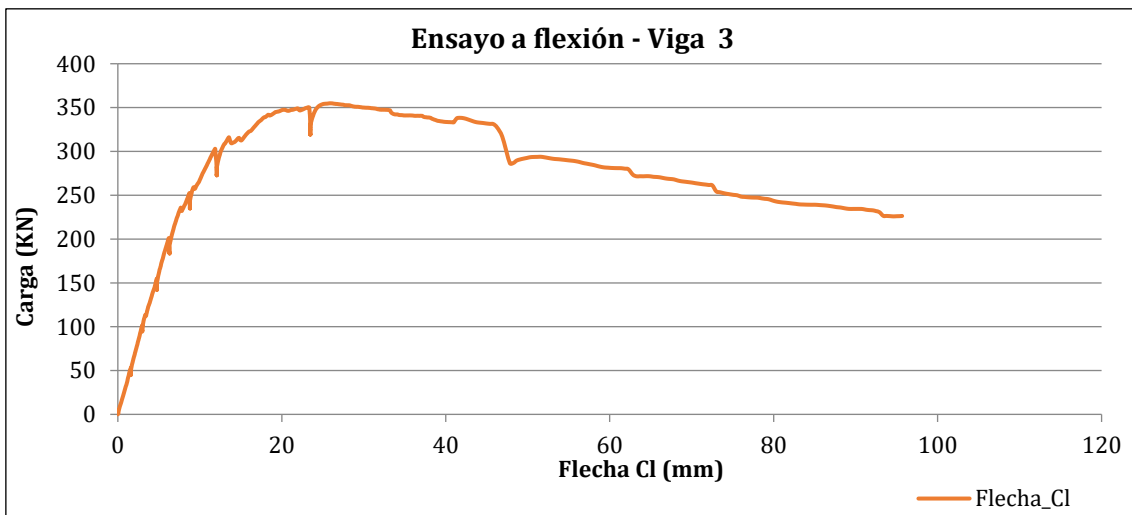


Figura D-8 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #3.

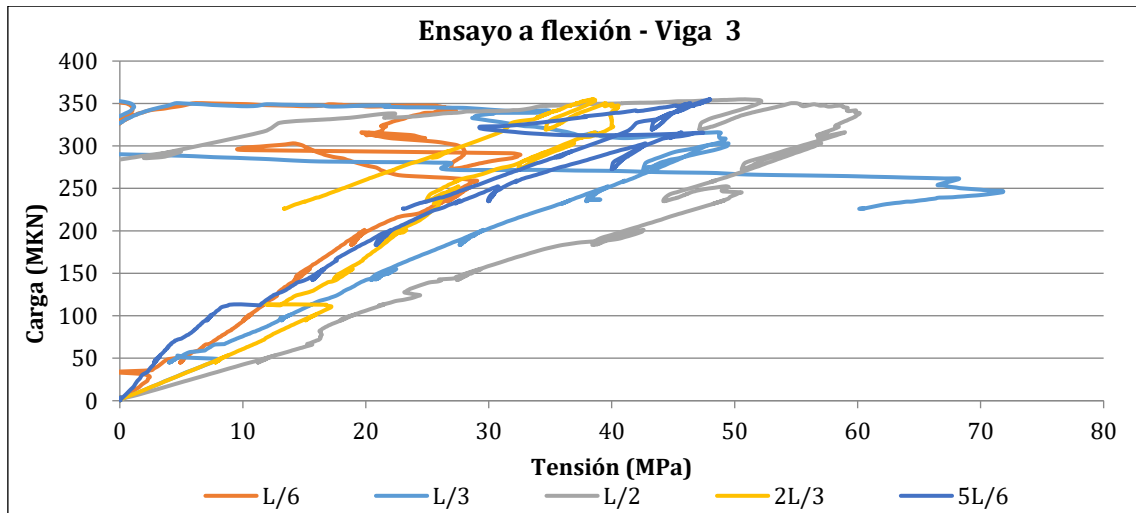


Figura D-9 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #3.

d. Viga 4



50kN



100kN



150kN



200kN



250kN



300kN



350kN



400kN



colapso



colapso



Figura D-10 Secuencia de rotura para viga #2.

Tabla D-13 Valores para el comienzo del fallo estructural.

Ensayo Viga 4 - Comienzo del fallo	
Fuerza en Gato (KN)	286,35
Flecha Cl (mm)	10,87
Banda L/6 (MPa)	32,1
Banda L/3 (MPa)	44,9
Banda L/2 (MPa)	50,6
Banda 2L/3 (MPa)	42,2
Banda 5L/6 (MPa)	33,1

Tabla D-14 Valores para la carga máxima.

Ensayo Viga 4 - Valores en Carga Máxima	
Fuerza en Gato (KN)	439,47
Flecha Cl (mm)	28,46
Banda L/6 (MPa)	53,9
Banda L/3 (MPa)	56,4
Banda L/2 (MPa)	51,9
Banda 2L/3 (MPa)	33,9
Banda 5L/6 (MPa)	12,8

Tabla D-15 Valores para el colapso total del elemento estructural.

Ensayo Viga 4 - Valores en Colapso Total	
Fuerza en Gato (KN)	328,61
Flecha Cl (mm)	46,13
Banda L/6 (MPa)	36,4
Banda L/3 (MPa)	35,0
Banda L/2 (MPa)	8,6

Banda 2L/3 (MPa)	-14,8
Banda 5L/6 (MPa)	-6,6

Tabla D-16 Tensiones máximas en la chapa de refuerzo.

Tensión Máxima en chapa		
	Tensión (MPa)	Fuerza en Gato (KN)
Banda L/6 (MPa)	56,1	385,3
Banda L/3 (MPa)	56,5	433,7
Banda L/2 (MPa)	63,0	344,5
Banda 2L/3 (MPa)	60,0	370,2
Banda 5L/6 (MPa)	33,1	286,4

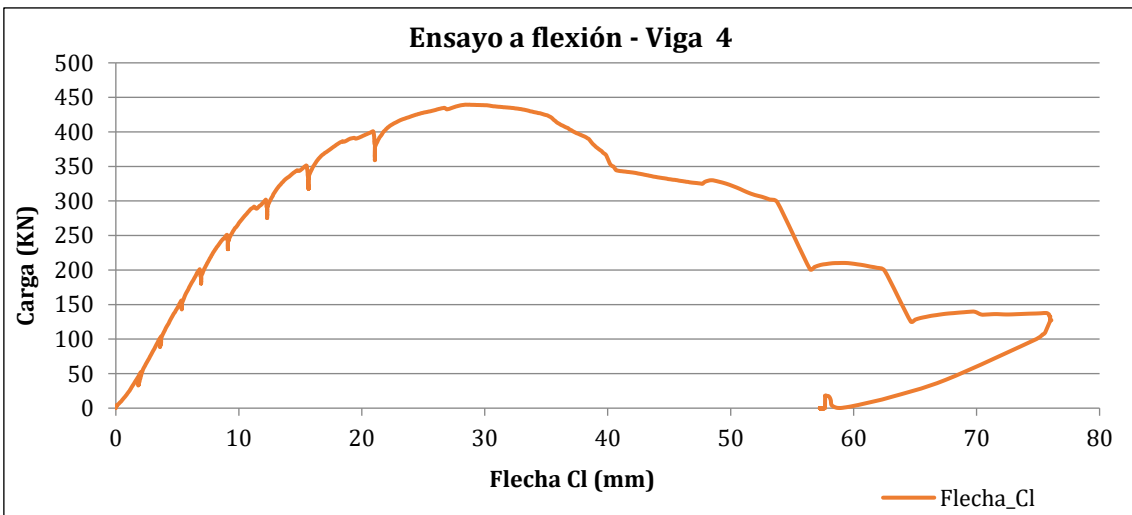


Figura D-11 Carga (kN)-Flecha(mm) para viga #4.

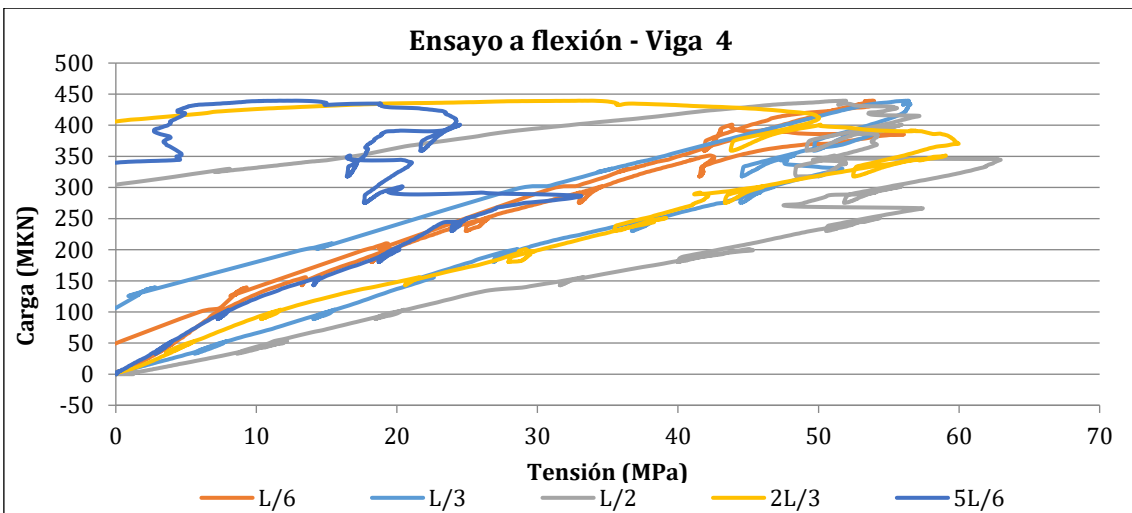


Figura D-12 Carga-Tensiones en perfil metálico (MPa) para viga #4.

E. ANEJO: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ENSAYO UNITARIO A CORTANTE

I. Objetivo

La formulación existente para diseñar la capacidad resistente de conectores embebidos en hormigón utilizada en el capítulo 5.7, no contempla el uso de fibras estructurales en masa. Para evaluar su influencia en este anejo, se desarrollan unos modelos de análisis no lineal. El paso previo a la realización del modelo es calibrar la respuesta post-fisuración, del mortero con fibras. Ello se hace en base a los resultados de la fase experimental de caracterización del mortero reforzado con fibras (capítulo 5.6)

a. Calibración del mortero fibro-reforzado

Para calibrar la contribución post-fisuración se modeliza el ensayo de caracterización de 3 puntos:

Modelo FEM 3D de probeta ensayada:

- Elementos sólidos de hormigón, tamaño de elemento de 12.5mm.
- Puntos de apoyo y aplicación de la carga modelados como elementos sólidos cilíndricos de acero.
- La relación entre la viga y los elementos de apoyo se establece mediante contactos de tipo rozamiento.

Generación de la entalla en el modelo virtual.

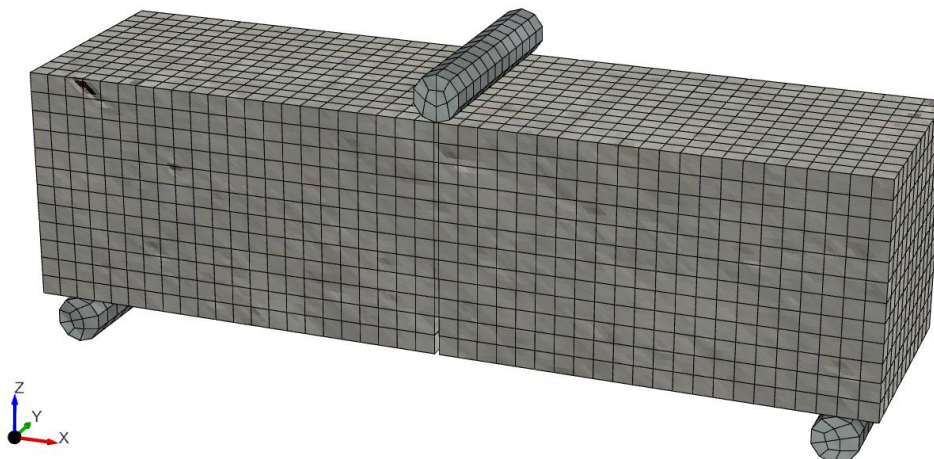


Figura E-1 Ensayo virtual para calibrar el comportamiento pre-rotura.

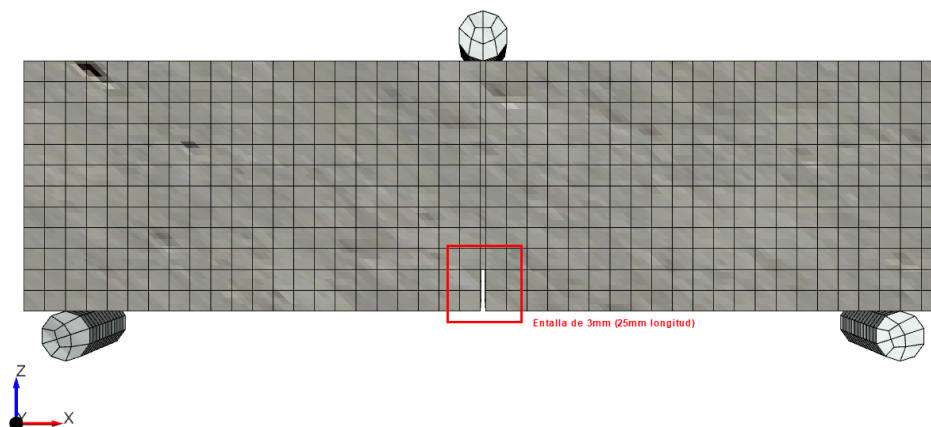


Figura E-2 Ensayo virtual para calibrar el comportamiento post-rotura.

El aspecto más importante de cara a la caracterización del hormigón con fibras, es la ley de deformación a tracción tras la fisuración. Esta definición conlleva la realización de un proceso iterativo en el cual se van conformando los valores de la curva que relacionan la tensión con la deformación por fisuración. A partir de los datos obtenidos en el análisis FEM de la probeta modelizada, se procede a la comparación con los resultados de los ensayos reales.

En la imagen se ajusta el comportamiento carga-desplazamiento mediante el módulo de reblandecimiento del hormigón. Es un proceso iterativo laborioso que no está por ahora automatizado con este software.

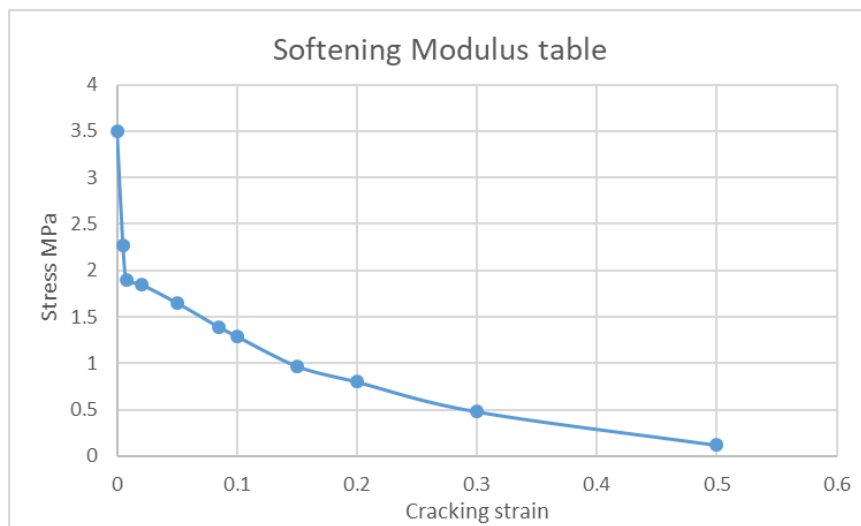
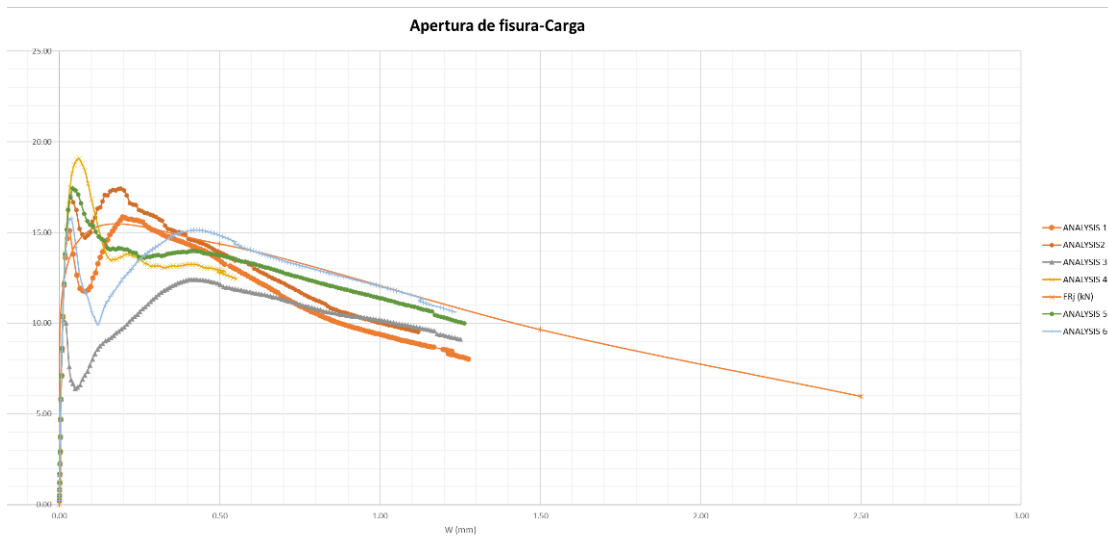


Figura E-3 Ajuste iterativo del comportamiento post-rotura, comparando con el ensayo

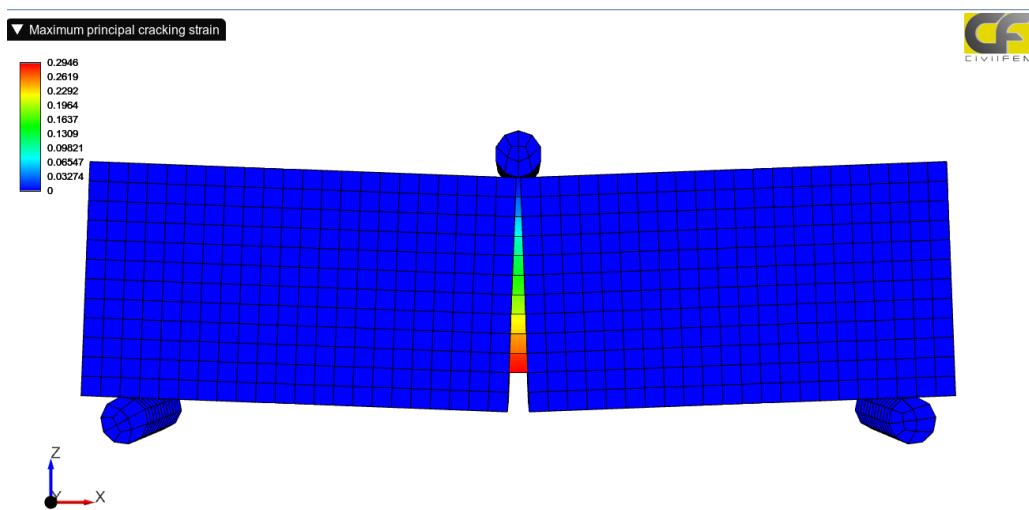


Figura E-4 Apertura de fisura del ensayo virtual

b. Ensayo virtual del conector embebido en hormigón fibro-reforzado

Una vez caracterizado el hormigón fibro-reforzado, se simula la probeta ensayada para un conector de M16.

Para la realización del modelo con el método de elementos finitos, se han utilizado los siguientes tipos de elementos:

- Cubo de hormigón, base metálica y conexión: Sólido.
- Base soporte: Placa.

Se modeliza la mitad del cubo, aplicando condiciones de simetría:

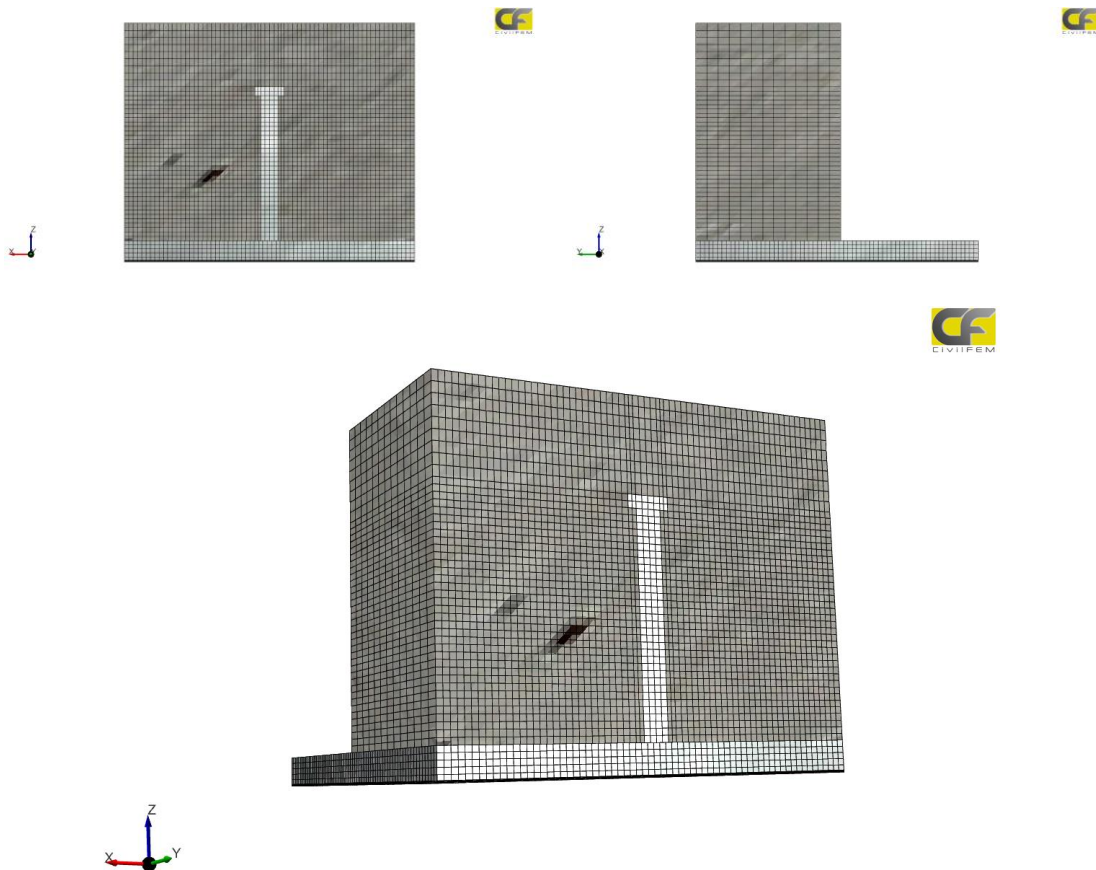


Figura E-5 Geometría de la probeta.

La relación entre los diferentes elementos es la siguiente:

- Cubo hormigón –Perno acero: contacto de rozamiento.
- Cubo hormigón-placa base de acero: contacto de rozamiento.
- Placa acero-Superficie soporte: contacto de rozamiento.

Se aplican las siguientes condiciones de contorno:

- Restricción del desplazamiento horizontal en el plano medio del cubo, conexión y placa de acero, debido a las condiciones de simetría.
- Restricción del desplazamiento en la superficie soporte donde se apoya la placa de acero.

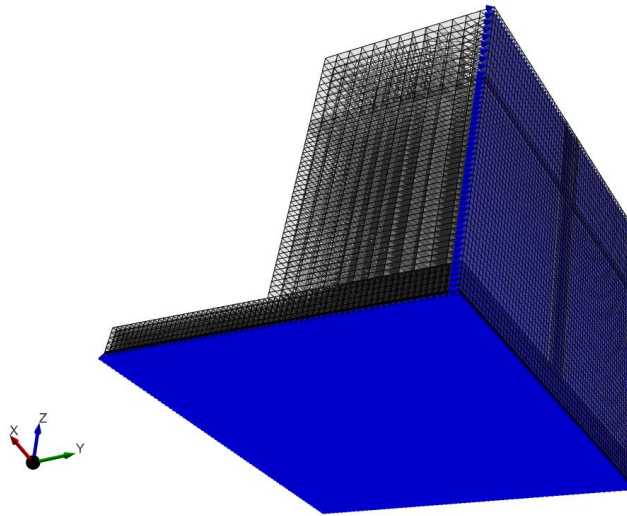


Figura E-6 Condiciones de contorno de la probeta.

Además, se establecen conexiones simulando los tornillos de la placa de acero con la superficie soporte. Se conecta el nodo de la superficie soporte (coincidiendo con la posición de los tornillos) rígidamente con los nodos del perímetro del taladro de la placa de acero.

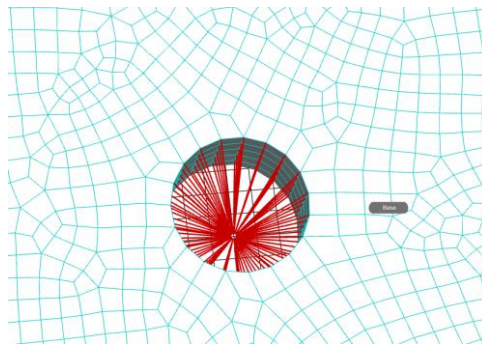


Figura E-7 Empotramiento del tornillo a la placa base.

La carga se introduce como desplazamiento impuesto en la dirección X, en una de las superficies perpendiculares a dicha dirección del cubo.

c. Resultados

Los resultados muestran un fallo por plastificación de la placa base, tal como puede verse en las siguientes figuras:

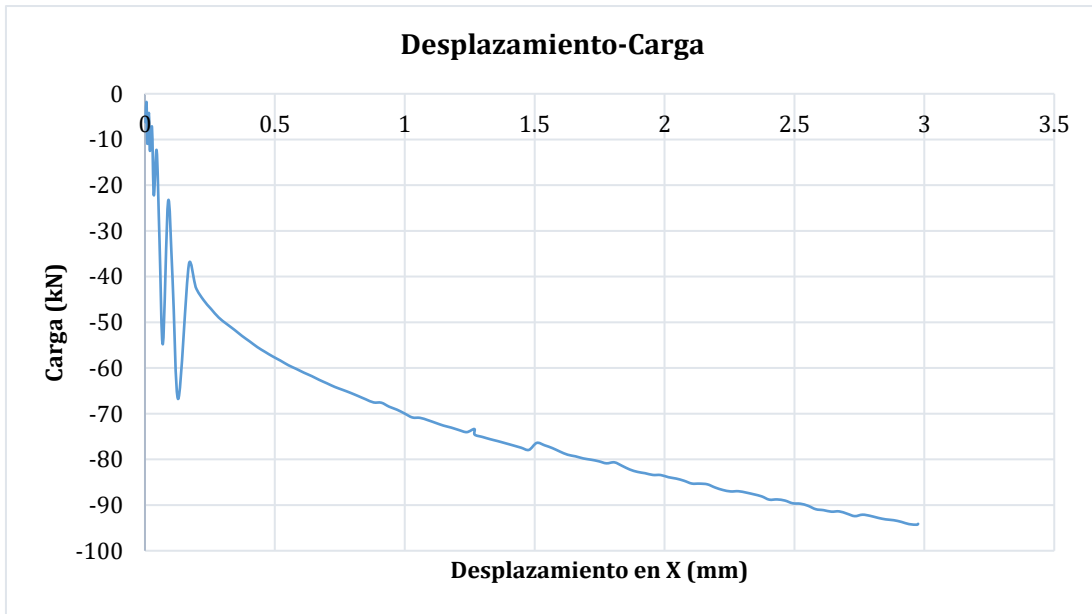


Figura E-8 Carga (kN) desplazamiento (mm) para anclaje unitario.

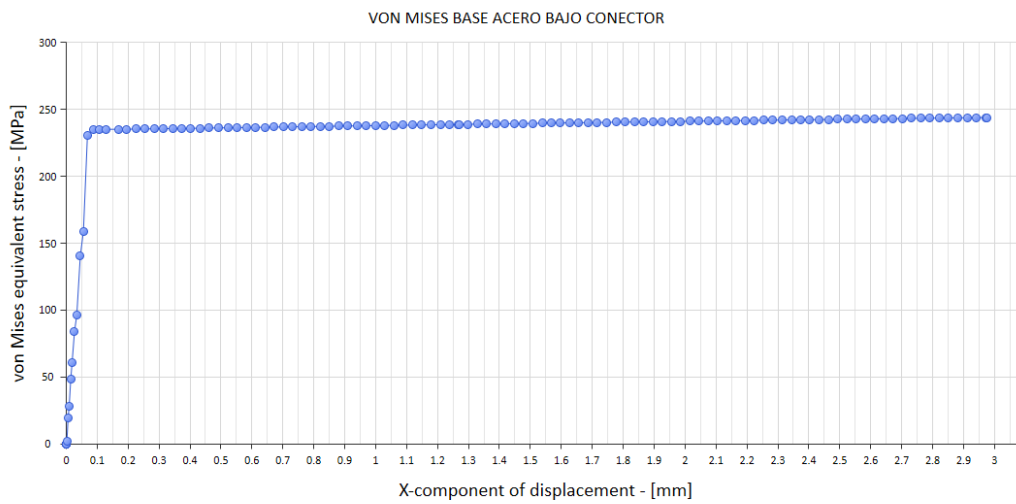


Figura E-9 Tensión en chapa soporte en contacto con conector.

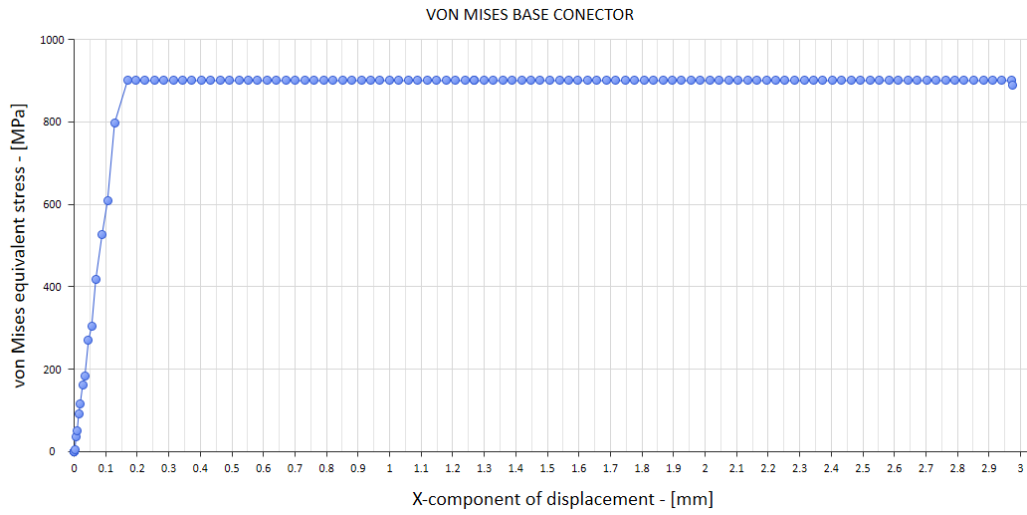


Figura E-10 Tensión en conector en contacto con chapa.

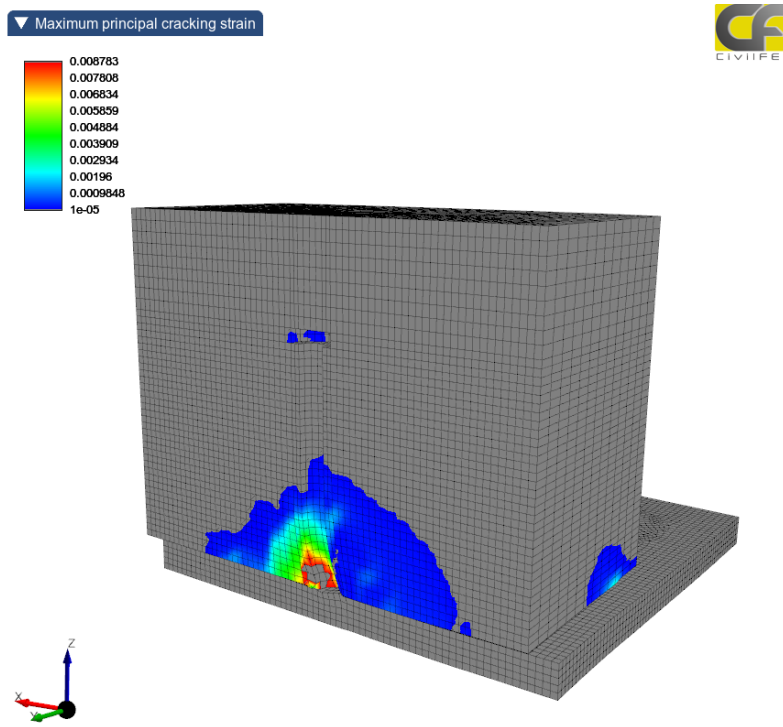


Figura E-11 Fisuración al comenzar a plastificar la pletina soporte.

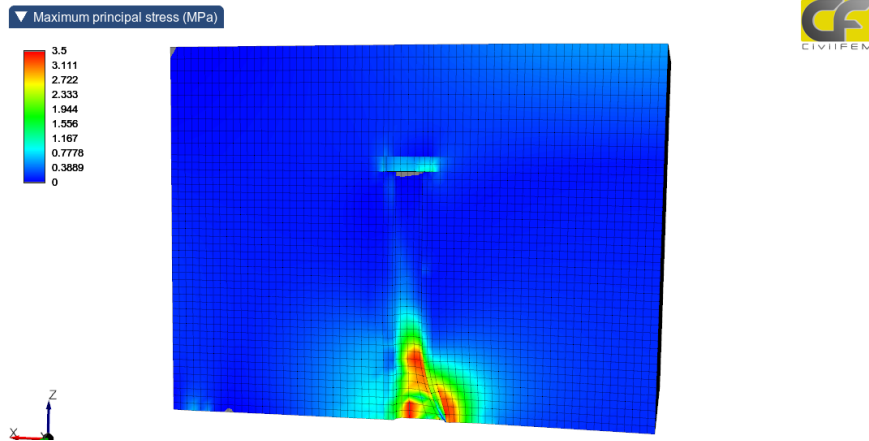


Figura E-12 Máximas tracciones al imponer un desplazamiento de 0.05mm.

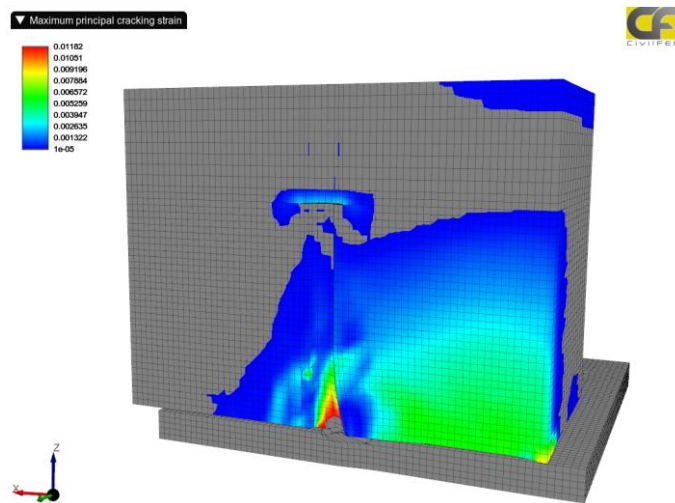
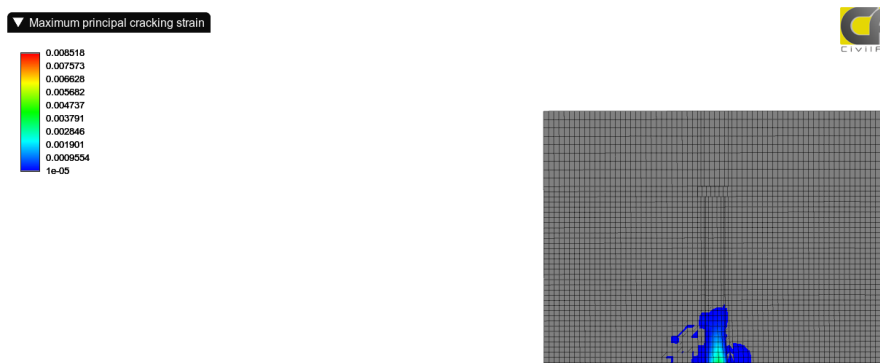
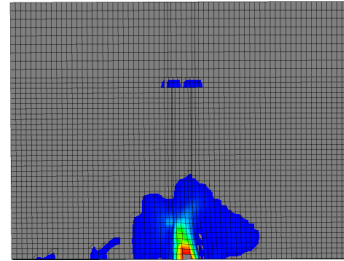
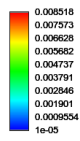


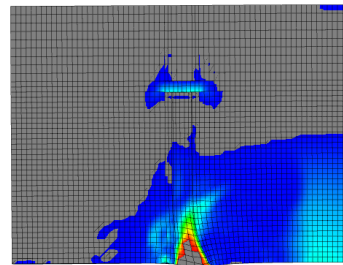
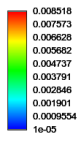
Figura E-13 Fisuración con desplazamiento impuesto de 1.15mm.



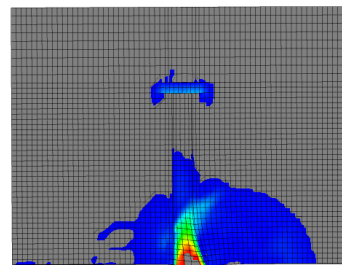
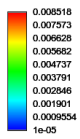
▼ Maximum principal cracking strain



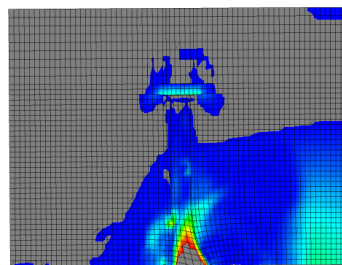
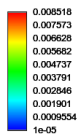
▼ Maximum principal cracking strain



▼ Maximum principal cracking strain



▼ Maximum principal cracking strain



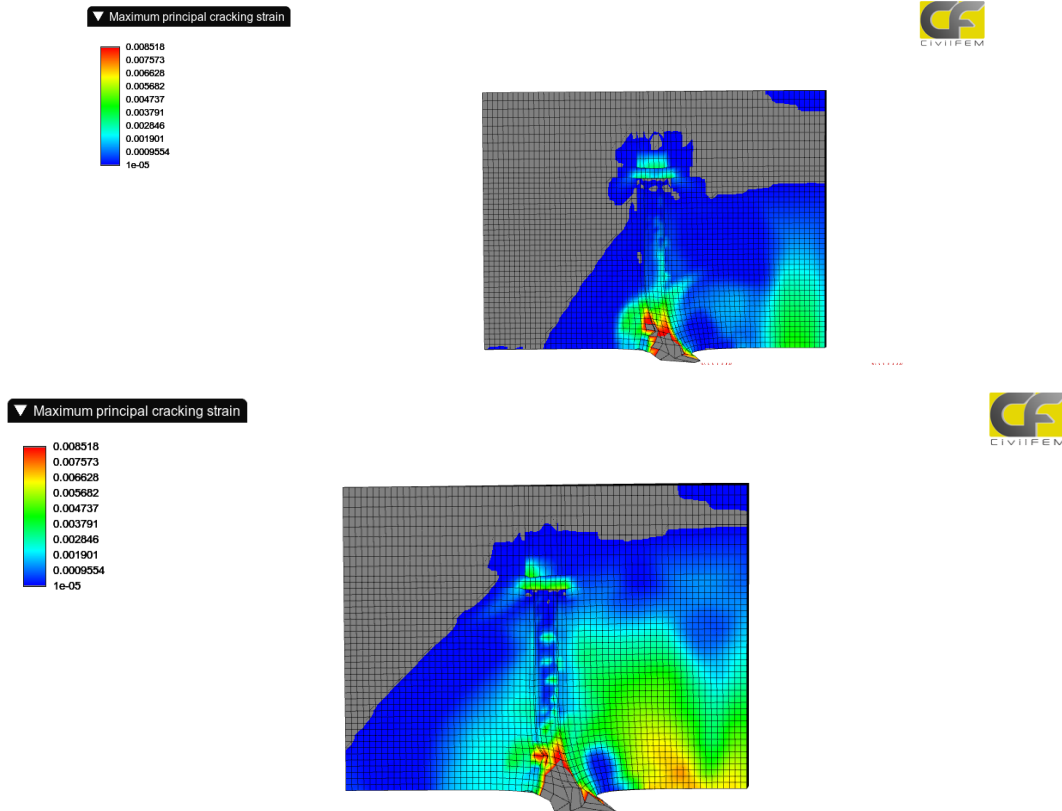


Figura E-14 Evolución de la fisuración en la probeta.

II. Discusión sobre la modelización FEM del ensayo

Los resultados estimados en los modelos se acercan a los resultados experimentales obtenidos, aunque para ganar precisión es necesario monitorizar y simular las fricciones generadas por el hinchamiento del hormigón con fibras. Las fibras controlan la expansión lateral, manteniendo la cohesión del elemento después de la rotura. Al ser así, el pasador al romper genera unos empujes en cuña horizontales hacia los perfiles de la bancada, movilizándose una fricción y un cortante adicional.

Los resultados obtenidos permiten acotar la fuerza de trabajo y ver los fenómenos que gobiernan el fallo. Asimismo hay otros fenómenos secundarios de difícil ajuste por no ser lineales:

- El patrón de fisuración real difiere en planta al simulado.
- Esta fisuración provoca un ensanchamiento de la probeta, y se agota la holgura existente entre las caras verticales del UPN. Al perder la holgura, la probeta roza dichas paredes, movilizándose una componente de rozamiento que puede ser falsa en la realidad.
- Aunque las partes metálicas se aceitan el rozamiento incrementa la respuesta en post-rotura (no antes) y es preciso tenerlo en cuenta.

Los resultados no son concluyentes para su uso en el diseño de estos elementos y, a falta de investigación específica o ensayos adicionales, se propone diseñar los anclajes sin la contribución de la fibra, y disponer de la fibra como un resguardo adicional del lado de la seguridad. El efecto de adición de fibra es favorable, al no modificar el criterio principal del mecanismo que es la adherencia y cohesión.

F. ANEJO: ANÁLISIS NO LINEAL DE LA VIGA .

I. Objetivo

El objetivo del cálculo no lineal que se presenta a continuación es evaluar formas de rotura distintas a las experimentadas en esta tesis.

La viga ensayada numéricamente incluye un mecanismo de transmisión del cortante en la zona de apoyo, mediante unas pletinas de cuelgue, que no se ha ensayado en la parte experimental. El objetivo de este anejo es evaluar mediante un modelo numérico el comportamiento de la viga en este caso, que puede dar lugar a una forma de rotura distinta de la obtenida en las vigas ensayadas (reparto de cargas en anclajes y tensión en refuerzo).

II. Modelo de la viga original

El análisis no lineal incluye la configuración completa de la viga ejecutada (con apertura de roza e inserción de mortero) así como las prestaciones estructurales de los materiales. El software incluye el comportamiento no lineal de todos los materiales, incluido el mortero modificado con fibras.

El modelo se ha realizado mediante una simetría en el centro de vano para reducir el número de elementos y por tanto tiempo de cálculo.

El hormigón se ha modelizado mediante elementos sólidos con un mallado regular mediante extrusión que permite un control de mallado en las tres direcciones. Se ha diferenciado los volúmenes correspondientes al hormigón antiguo y el nuevo reforzado con fibras, uniéndose mediante fusión de nodos. El número de elementos sólidos es de 20.000.

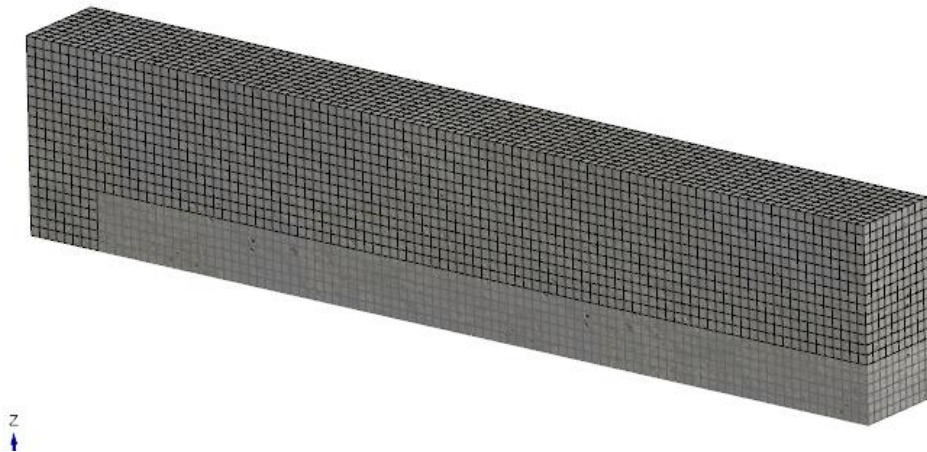


Figura F-1-Viga de hormigón y mortero inyectado.

La armadura se ha modelizado mediante elementos viga (Figura F1). El número de elementos para la armadura asciende a 6240. Estos elementos se han ligado a los elementos sólidos mediante la utilidad inserción que permite ligar un elemento huésped (elemento sólido de hormigón) con el elemento insertado (elemento viga correspondiente a la armadura) sin necesidad de fusionar sus nodos.

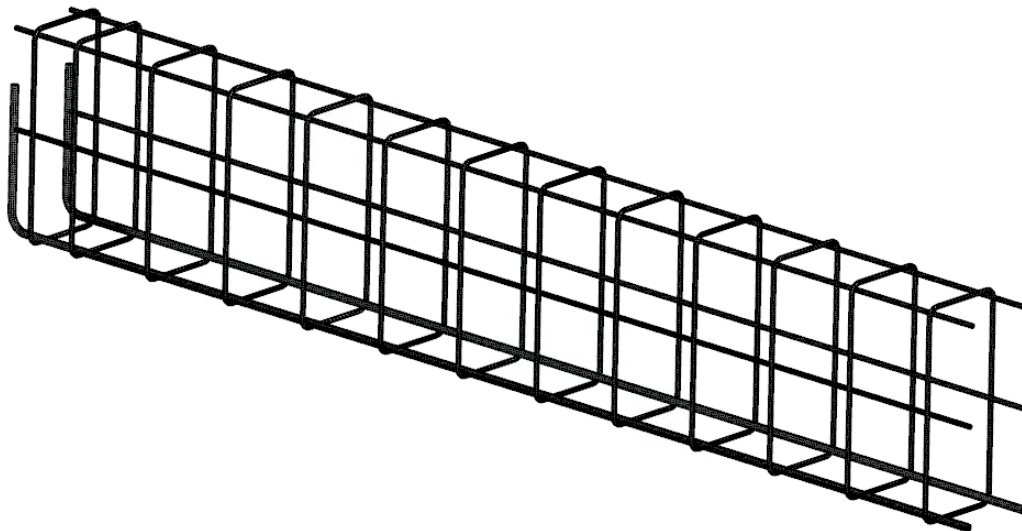


Figura F-2-Armado interno de la viga.

El perfil metálico esta modelizado mediante elementos Shell con un total de 53480 elementos (Figura F-3).

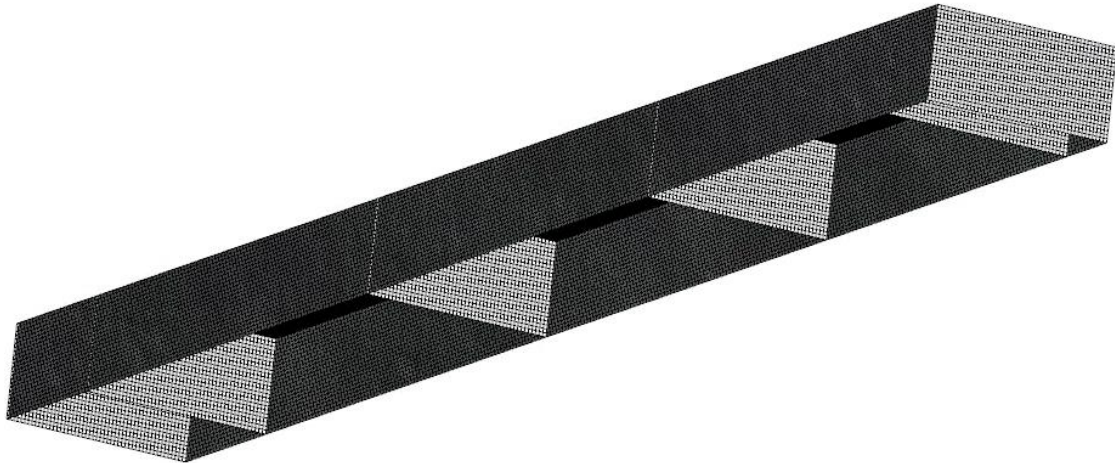


Figura F-3-Sección metálica anexada (vista inferior).

Los conectores se han modelizado mediante elementos viga (Figura F4). Estos conectores están unidos al perfil mediante fusión de nodos y al hormigón reforzado con fibras mediante la utilidad de inserción.

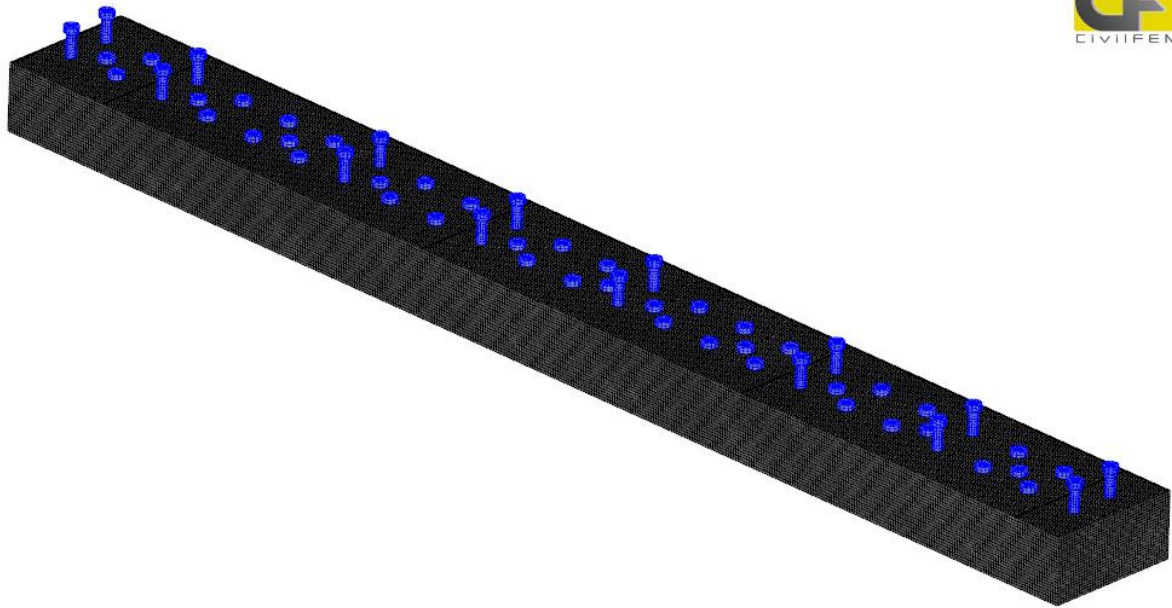


Figura F-4- Sección metálica anexada (vista superior).

El total de elementos del modelo es de 80076 sumando los elementos sólidos, Shell y beam. Además, se ha modelizado un contacto tipo friccional entre la superficie superior el perfil y la inferior del hormigón.

La disposición relativa entre el perfil, los conectores y la armadura de la viga se puede observar en las siguientes imágenes (Figura F5), donde se ha ocultado el hormigón reforzado con fibras:

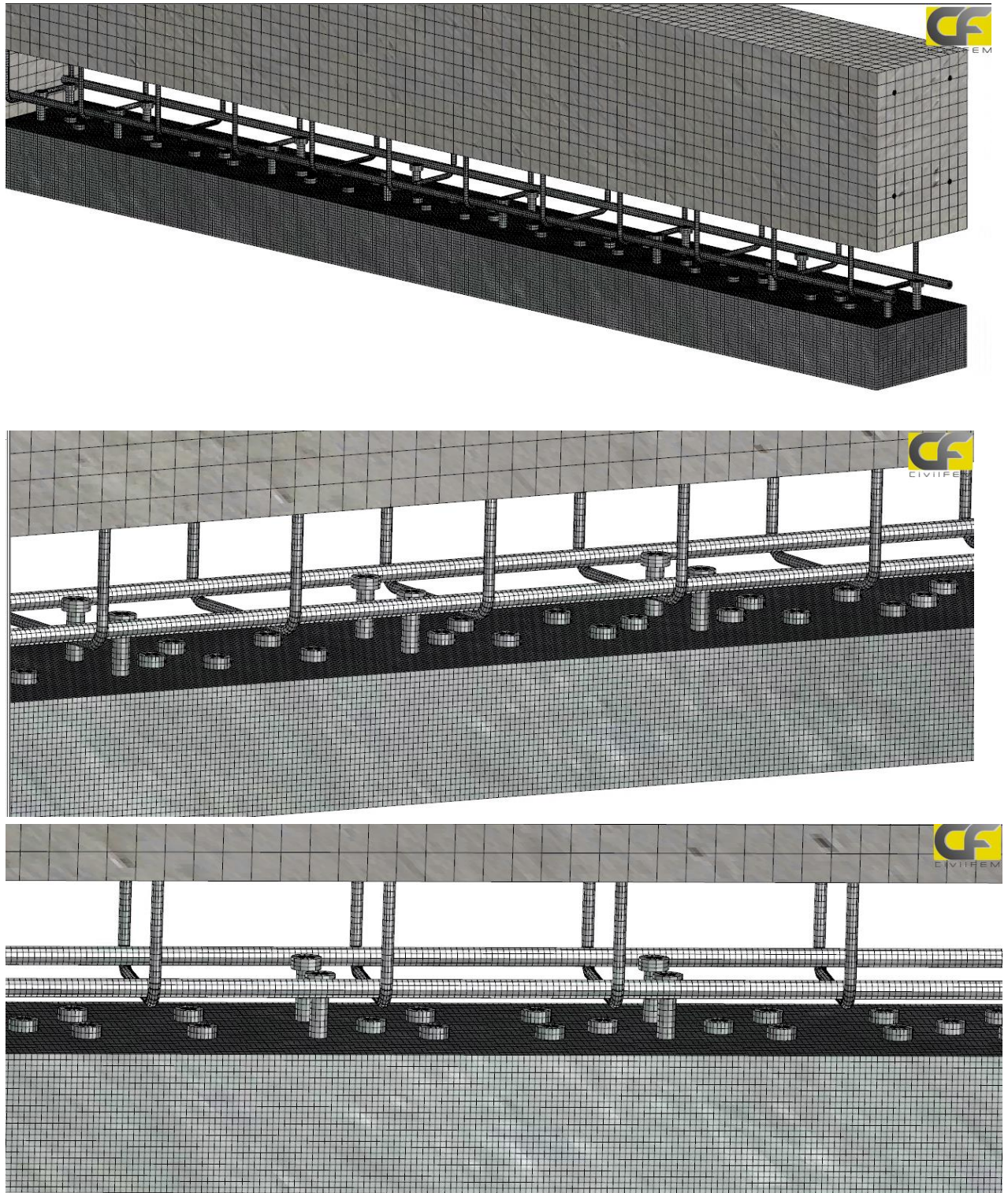


Figura F-5- Detalle de los conectores izados y en descenso.

Las condiciones de contorno son de simetría en el plano de la sección media de la viga y de apoyo vertical (Figura F6).

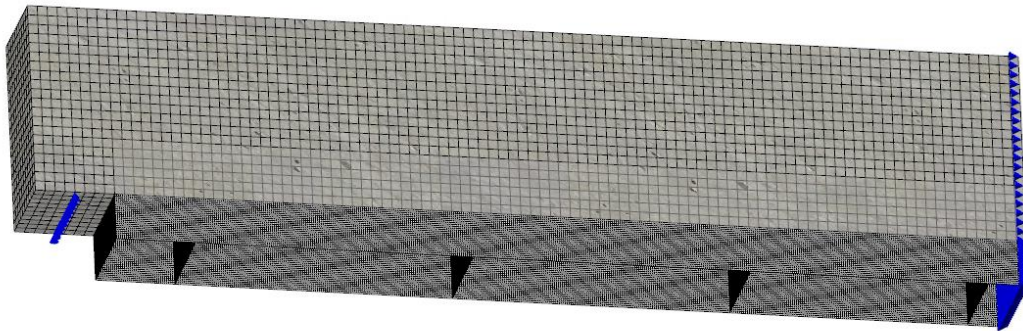


Figura F-6- Viga compuesta (mitad de la luz).

Las cargas aplicadas son el peso propio y un desplazamiento impuesto en los nodos superiores de la viga en el centro de vano hasta la no convergencia, siendo equivalente la reacción en dichos nodos a la carga aplicada.

III. Modelo de la viga con pletinas de control del cortante

a. Descripción del modelo

El modelo presentado incluye:

- Sección completa conformada por chapas en U, incluyendo rigidizadores interiores.
- Cuelgues verticales en la zona de apoyo, eliminando el modo de fallo por despegue por fisuración al generarse la fisura a cortante.
- Los conectores dispuestos corresponden a M16 y tipología A (según lo indicado en 5.8.3). No se introducen en el modelo los conectores descendidos (trabajando como llave de cortante).
- Para simplificar el modelo no se incluye la cabeza de cada conector, aunque se incrementa 20mm su longitud de anclaje (de los 80mm dispuestos a 100mm). Esta simplificación es válida al no asumir tracciones en los anclajes (por disponer de los cuelgues en extremos).

Para la realización del modelo con el método de elementos finitos, se han utilizado los siguientes tipos de elementos:

- Viga de hormigón: Sólido.
- Refuerzo de acero: Placa.
- Armadura de refuerzo y conectores: Viga.

Se modeliza la mitad de la viga, aplicando condiciones de simetría (Figuras F.7 a Figura F.10):

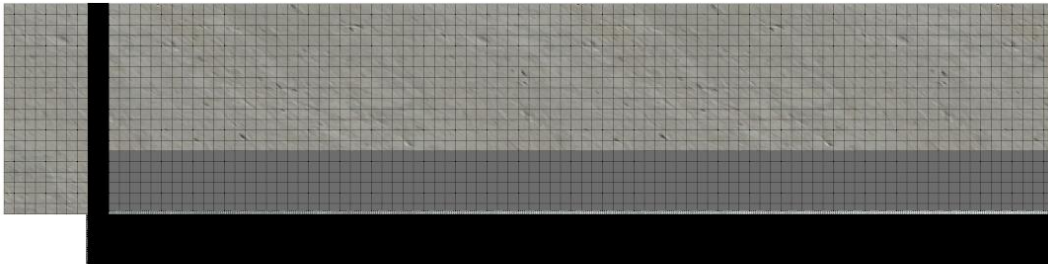


Figura F-7 Vista de la configuración de la viga y la sección anexada (negro) y del mortero fibroreforzado (gris claro).

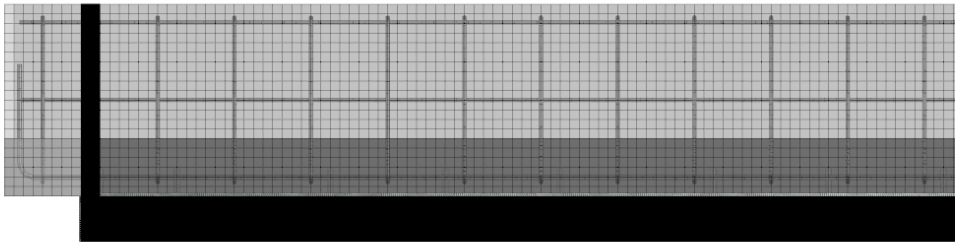


Figura F-8 Vista del armado interno original de la viga.

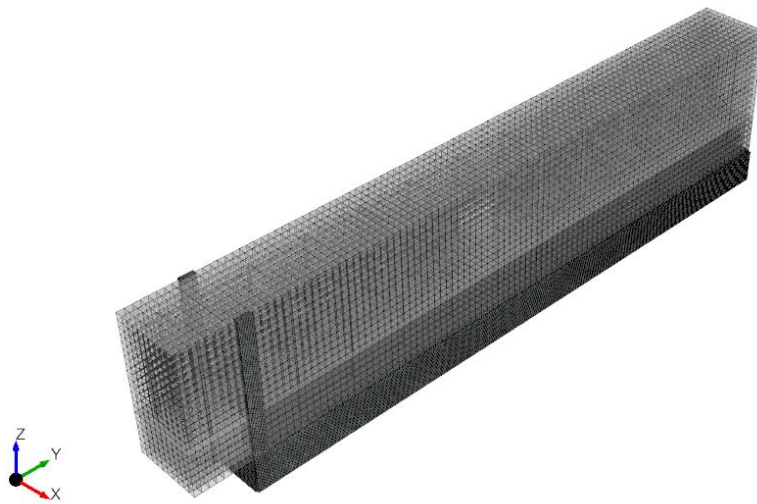


Figura F-9 Perspectiva de la viga (medio vano) incluyendo la nueva sección y los puntos de cuelgue en zona de apoyos.

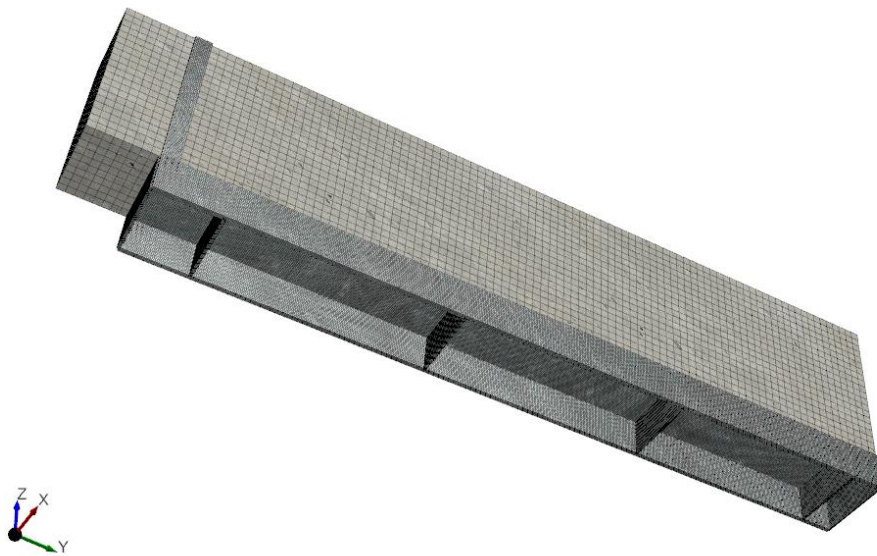


Figura F-10 Vista inferior, incluyendo los rigidizadores para la sección en U.

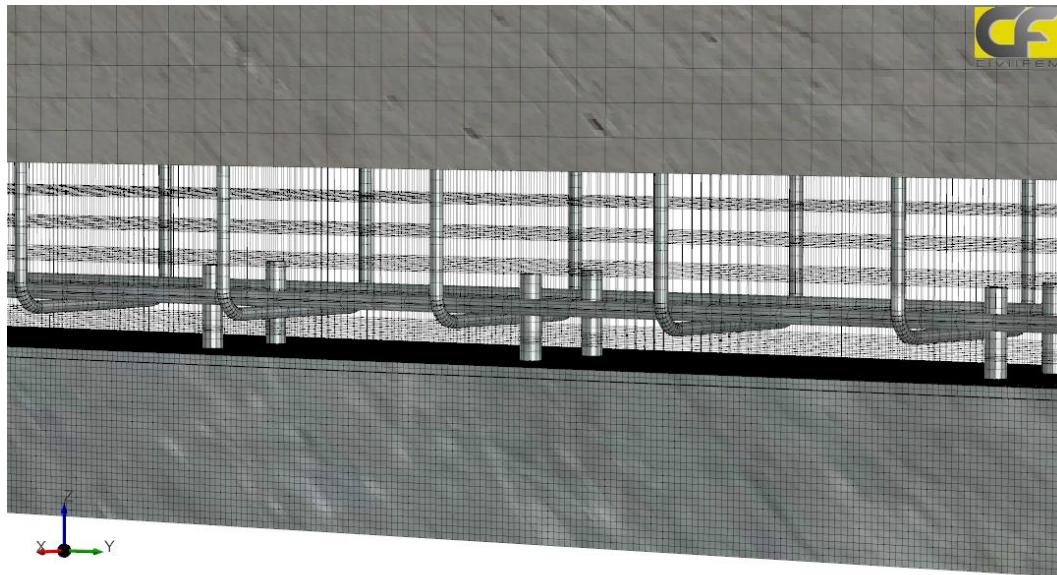


Figura F-11 Detalle de los conectores M16 (sin cabeza) y calidad 8.8, de altura 100mm.

La relación entre los diferentes elementos es la siguiente:

- Viga hormigón antigua-viga hormigón reforzado con fibras: continuidad de malla
- Viga de hormigón-refuerzo de acero: contactos de rozamiento
- Refuerzo de acero-conectores: continuidad de malla
- Viga de hormigón-conectores: inserciones
- Viga de hormigón-armado de viga: inserciones

Se aplican las siguientes condiciones de contorno (Figura F.12):

- Restricción del desplazamiento horizontal en el plano medio de la viga, debido a las condiciones de simetría
- Restricción del desplazamiento vertical en el apoyo de la viga
- Restricción del desplazamiento horizontal perpendicular a la viga (eje X del modelo) en el eje longitudinal de la viga.

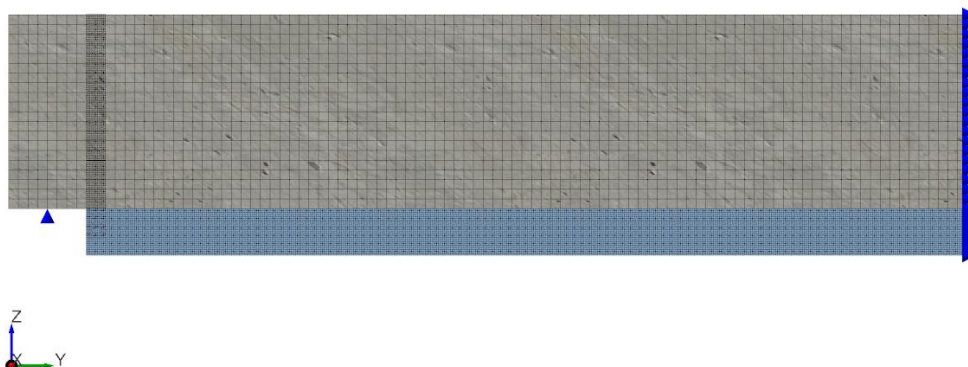


Figura F-12 Condiciones de contorno definidas (por simetría).

La carga se introduce como desplazamiento impuesto en la cara superior de la viga contenida en el plano de simetría.

b. Resultados

Los resultados siguientes corresponden al comportamiento de la viga biapoyada con carga centrada y puntual en el centro del vano. A diferencia de la viga ensayada, el modelo incluye pletinas dispuestas en zona de apoyo para anclar el cortante que recibe el perfil metálico.

Para la anterior configuración se obtiene una respuesta de sección compuesta resumida en los siguientes resultados:

i. Deformación de la Viga

La relación carga flecha se resume en la Figura F-13, con una carga límite de 400kN y flecha 7.4mm. El fallo se produce por la no convergencia del modelo debido a fallo local del hormigón en la cabeza comprimida (zona de apoyo del gato de prensa).

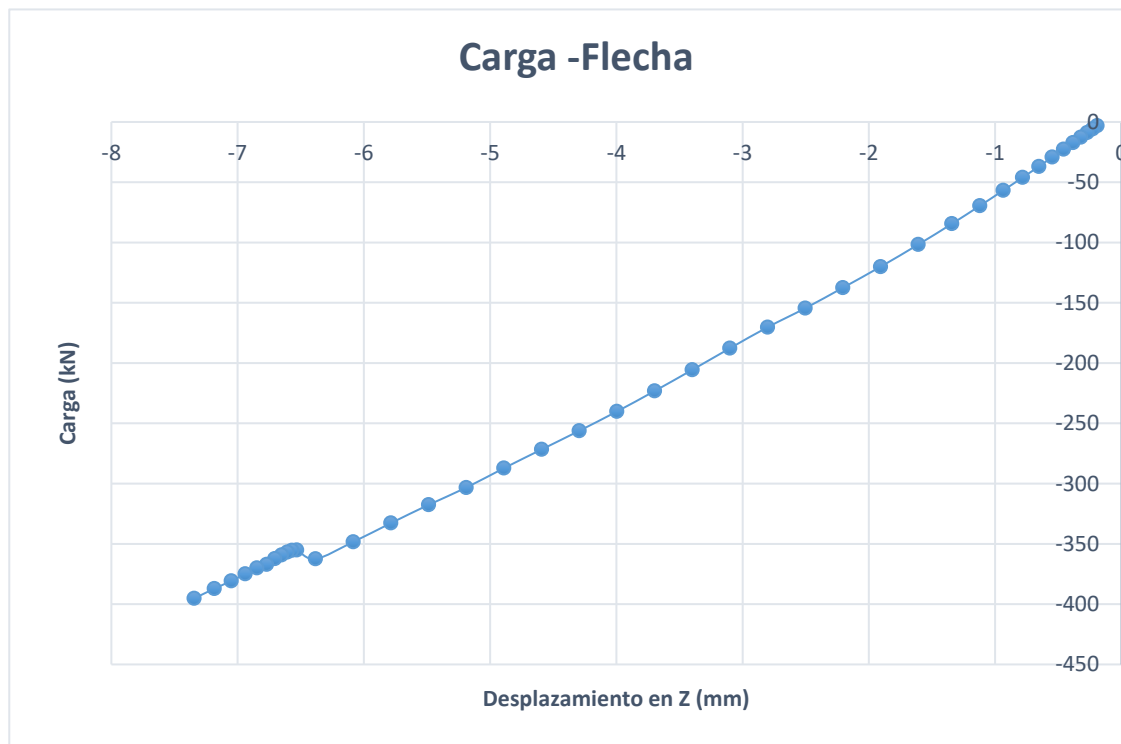


Figura F-13 Carga (kN) y desplazamiento (mm) obtenida del modelo.

ii. Tensiones equivalentes Von Mises en la sección

Para la carga máxima, las tensiones equivalentes de Von Mises se extractan en las Figuras F.14 a F.16.

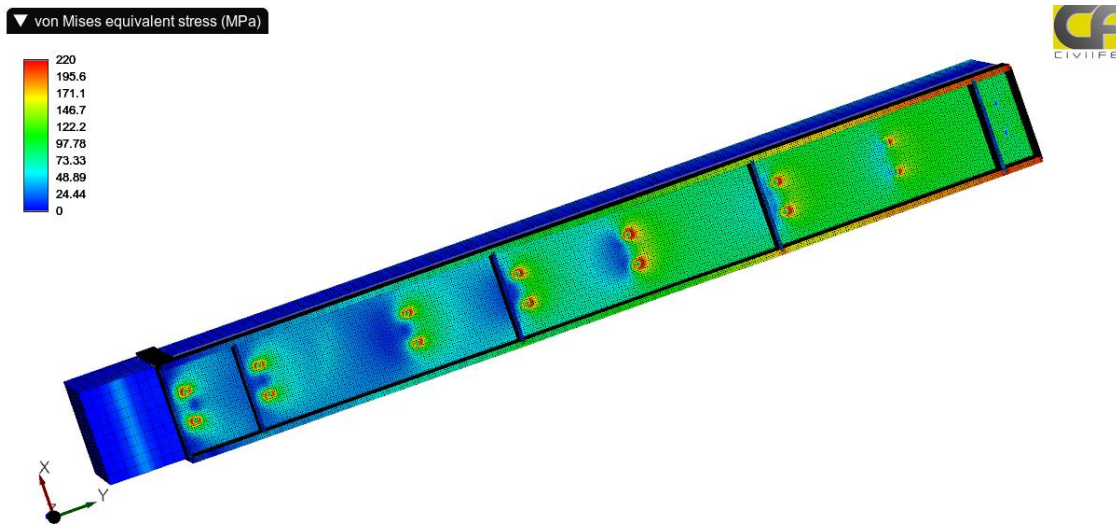


Figura F-14 Tensiones equivalentes en chapa superior de sección metálica.

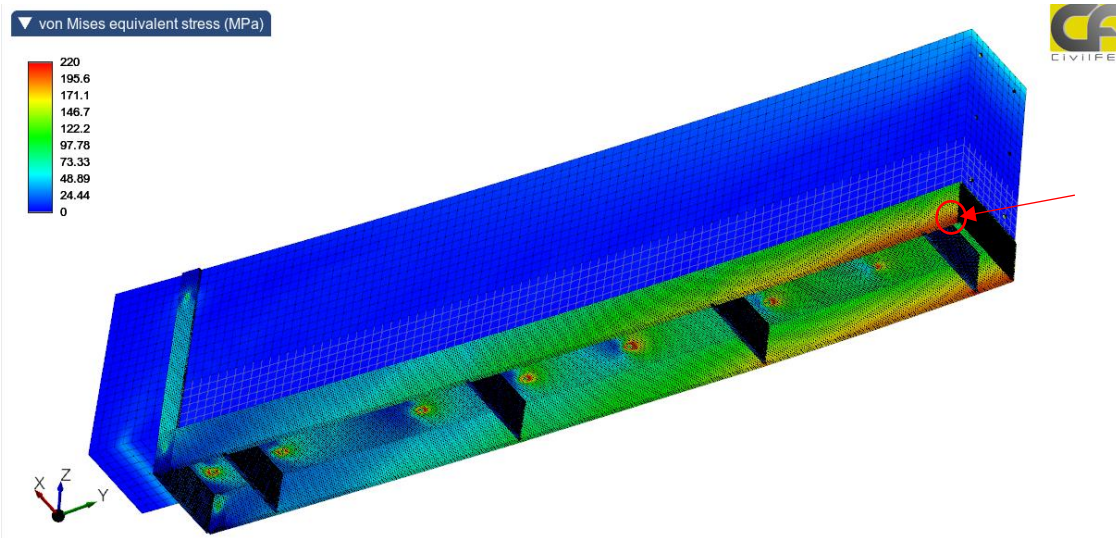


Figura F-15 Tensiones equivalentes en sección U (evolución de tensiones indicadas en Figura F.10).

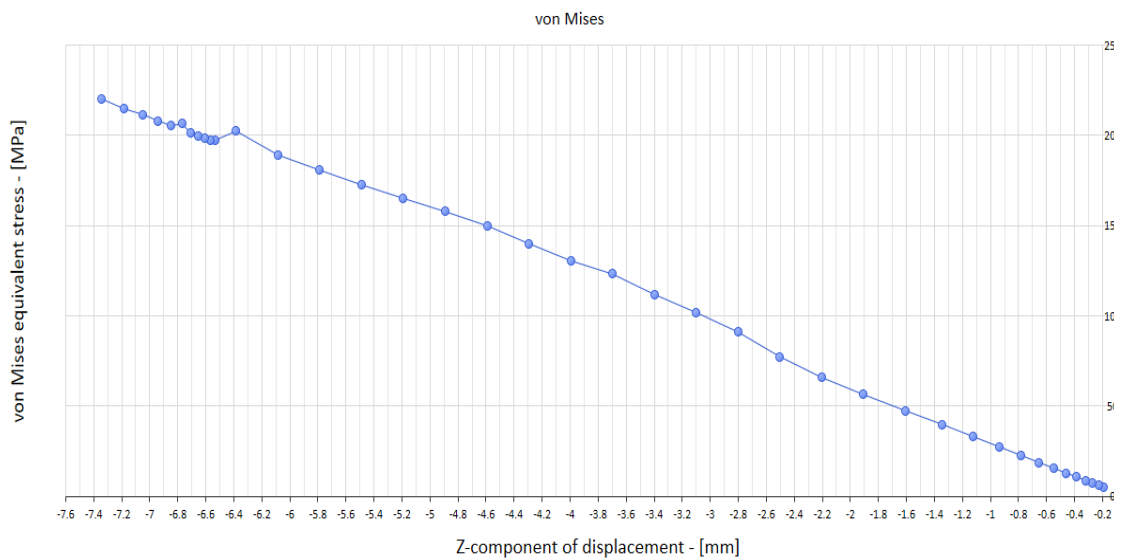
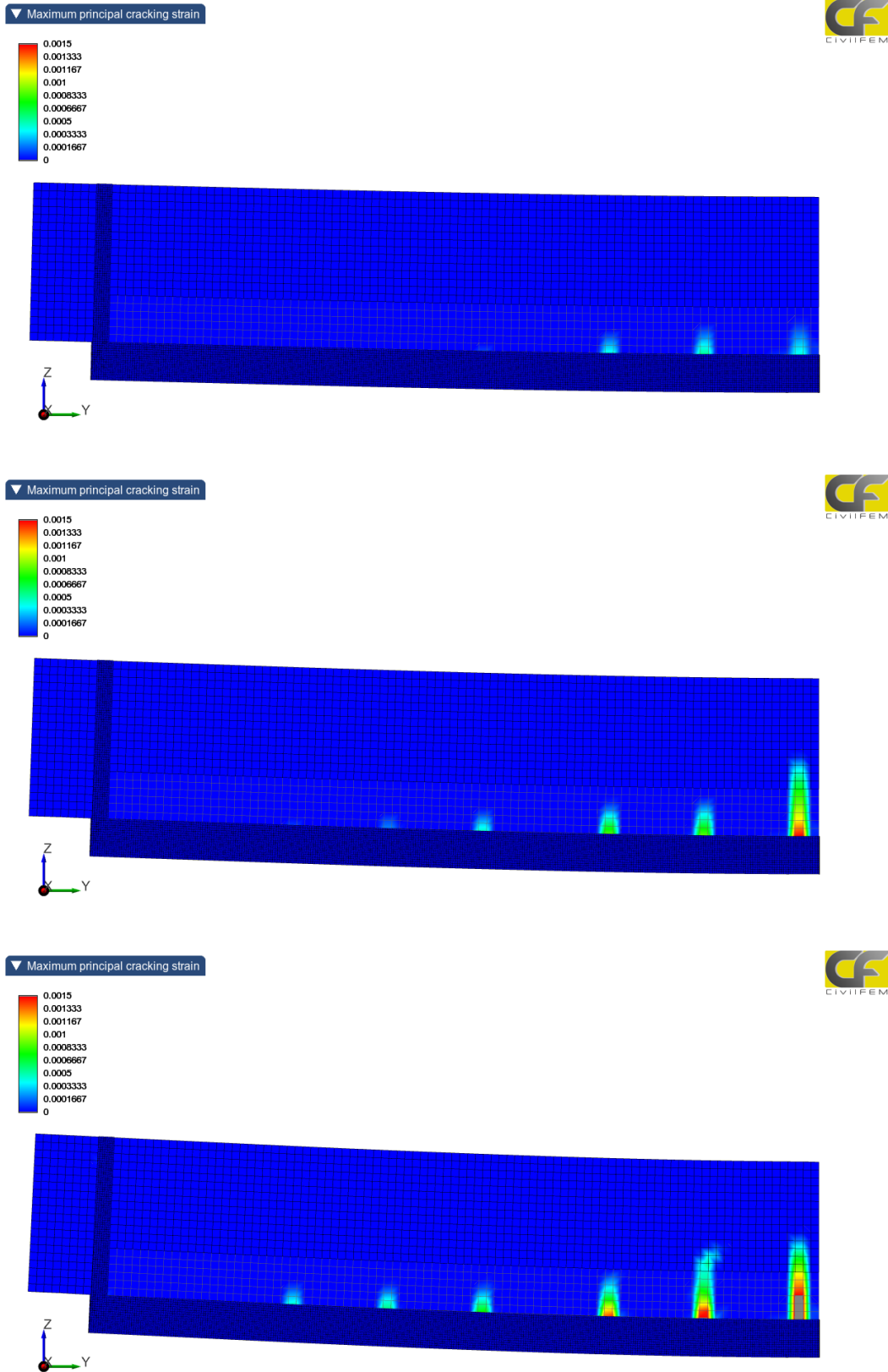


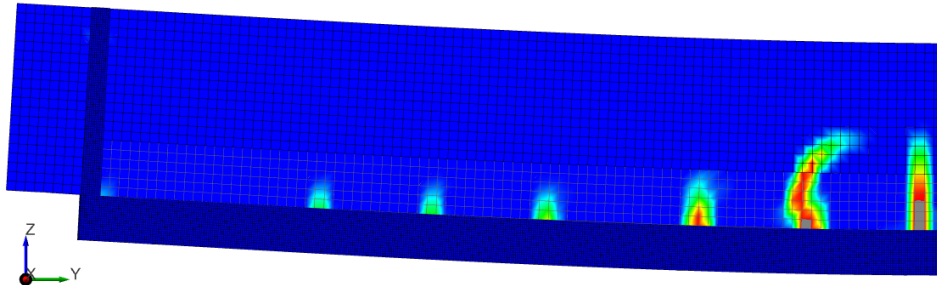
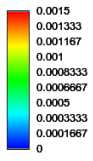
Figura F-16 Tensión de Von Mises para la fibra mas traccionada de la sección en centro de vano.

iii. Fisuración

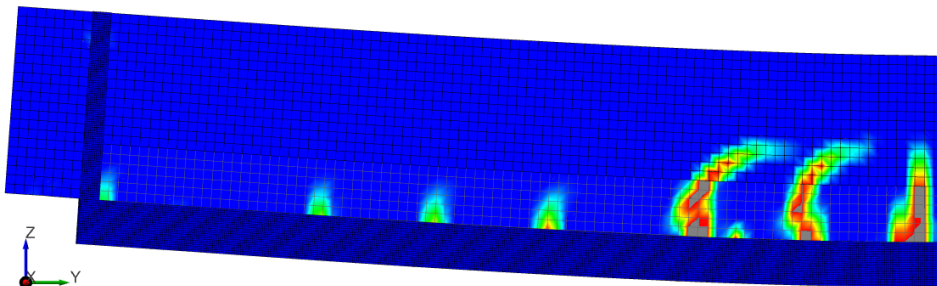
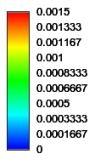
Las siguientes imágenes de la Figura F.17 recogen la evolución de la fisuración para estadios de carga intermedios al de rotura (7 pasos intermedios hasta rotura):



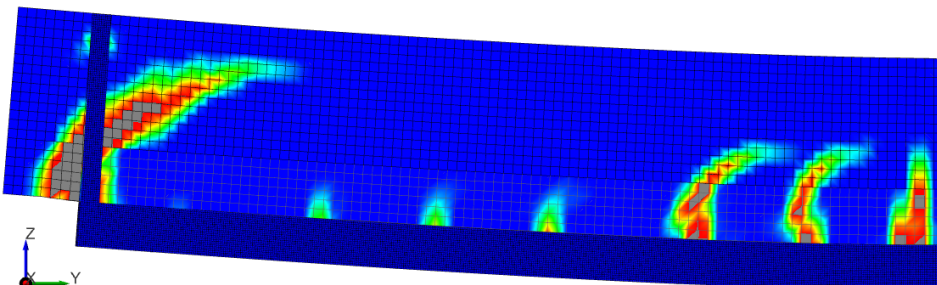
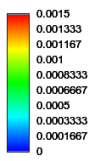
Maximum principal cracking strain



Maximum principal cracking strain



Maximum principal cracking strain



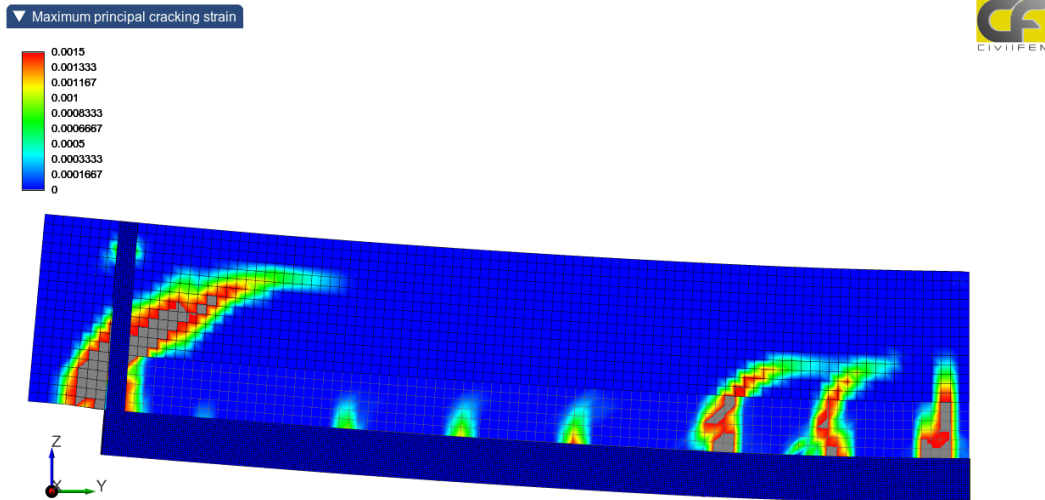
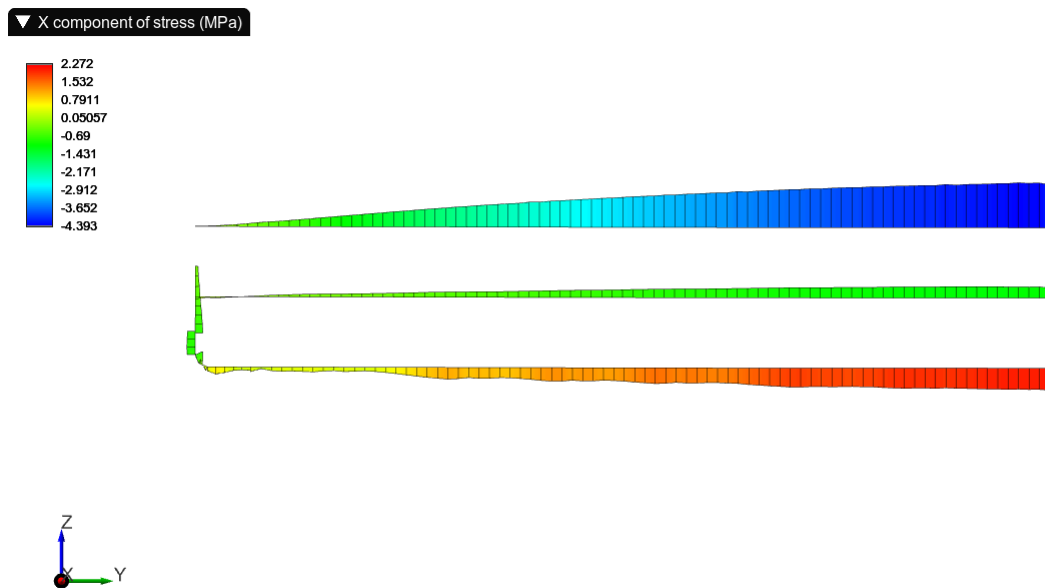


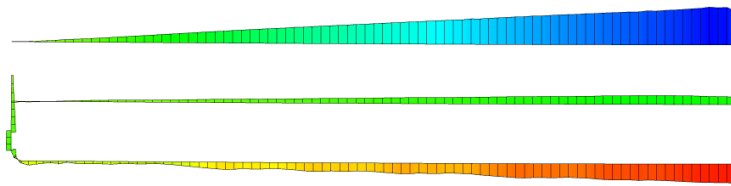
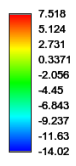
Figura F-17 Evolución de la fisuración (incrementos 50kN)

iv. Tensión en el armado interno (barra corrugada viga)

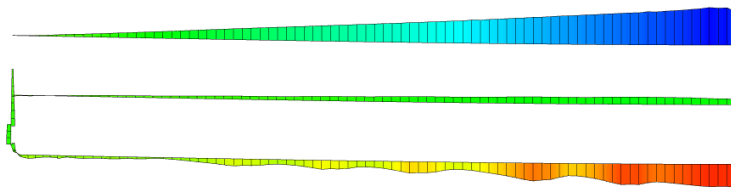
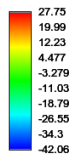
Las siguientes imágenes de la Figura F.18 recogen los estados tensionales para el armado interno en las barras de armadura dispuestas a distinta altura (6 pasos intermedios hasta rotura). Puede verse claramente como la tracción máxima en la armadura inferior se va desplazando desde el centro hasta la zona de apoyo a medida que aumenta la carga aplicada.



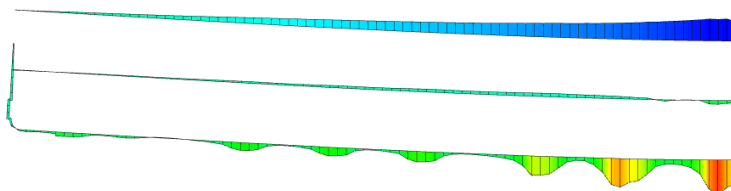
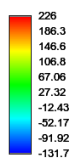
▼ X component of stress (MPa)



▼ X component of stress (MPa)



▼ X component of stress (MPa)



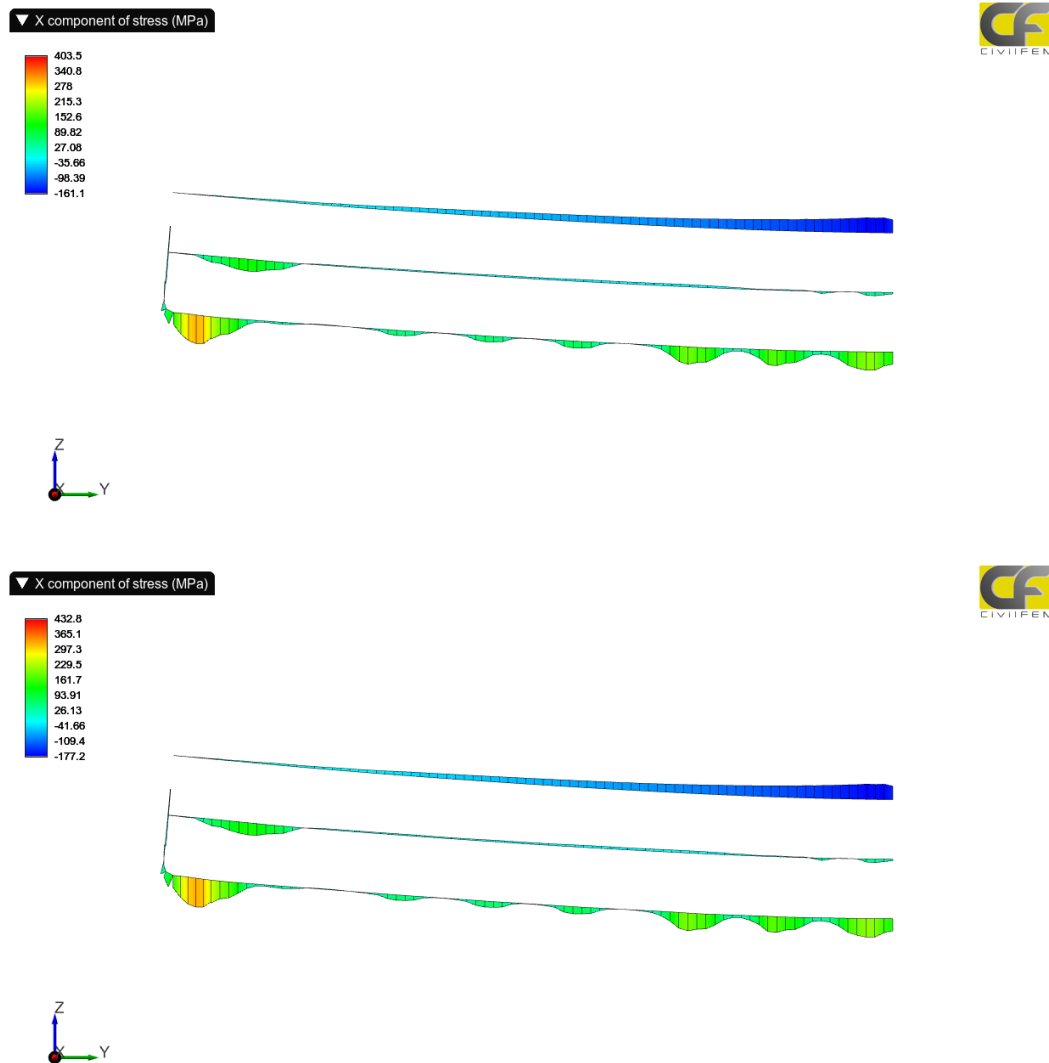
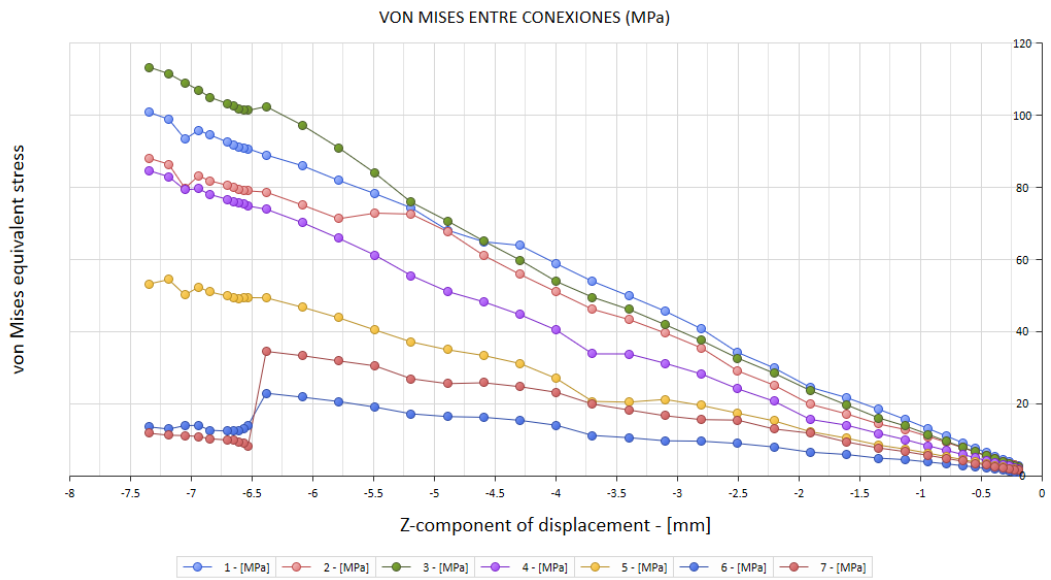
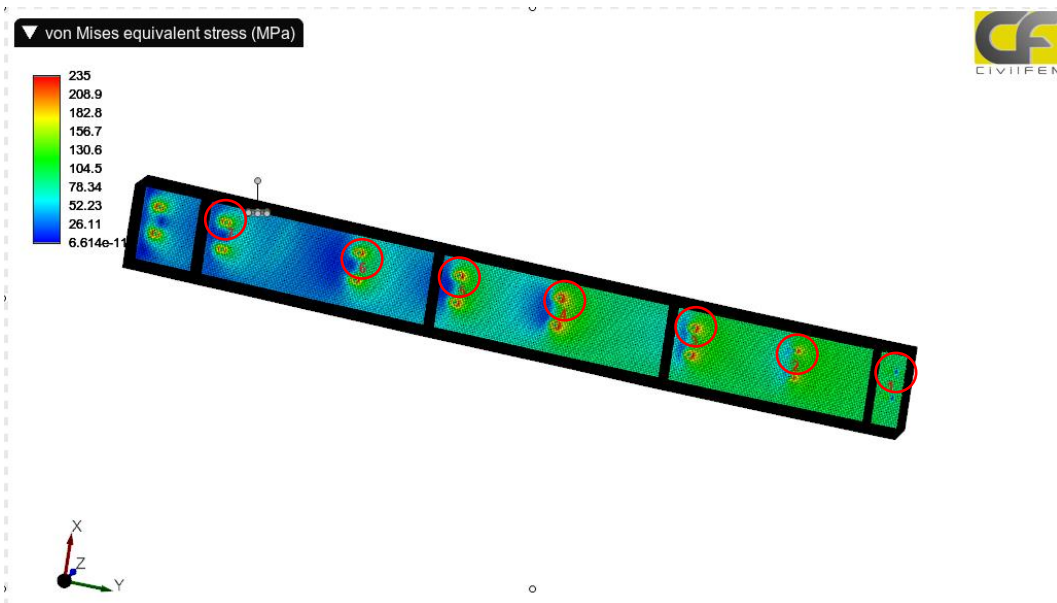


Figura F-18 Tensión interna en armado de viga (incrementos 50kN)

v. Conectores

En los gráficos de la Figura F.19 se grafica la tensión equivalente (MPa) en la chapa en zona entre conectores, así como la carga por conector (kN) dependiendo de la flecha total del ensayo (mm):



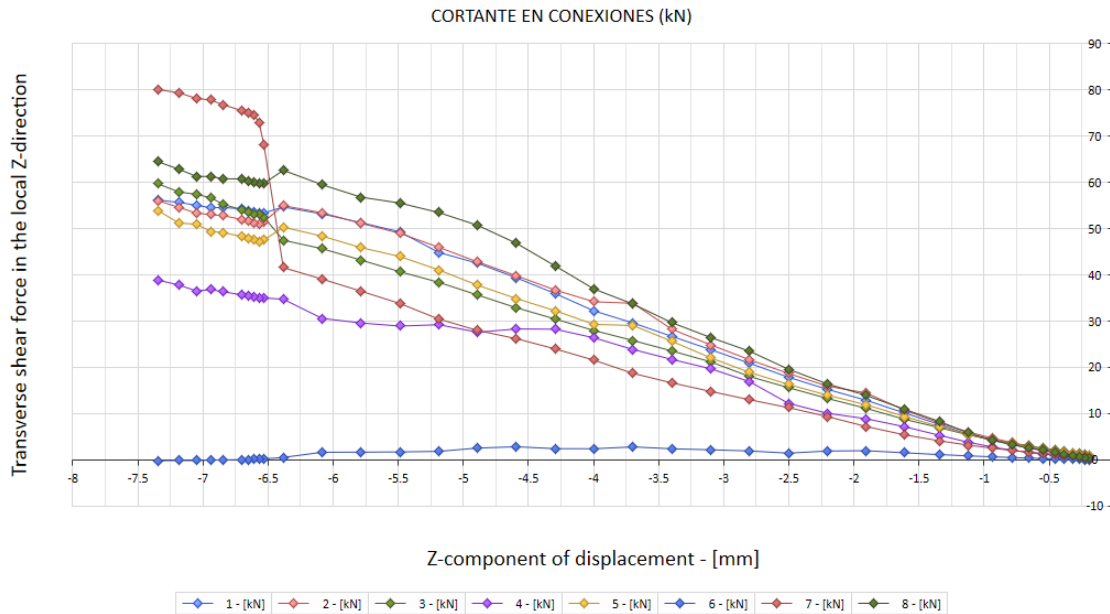


Figura F-19 Tensión equivalente en la chapa superior y carga por conector (kN).

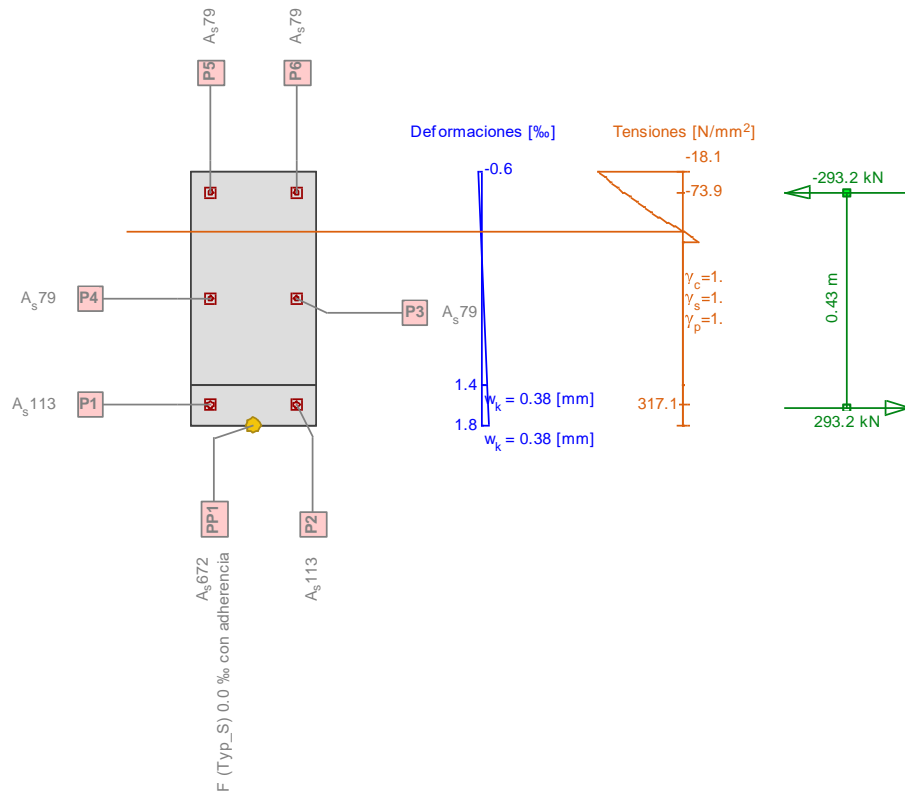
IV. Discusión del modelo

Del modelo desarrollado se concluye que es una herramienta válida para diseñar y comprobar soluciones de estructura mixta post-instalada. Resulta de mucha utilidad el estudio de concentración de tensiones en:

- Efectos locales de la introducción de cargas
- Tracciones derivadas de apoyos indirectos de la nueva sección (por cuelgue como el caso planteado).
 - Para esta evaluación es preciso introducir el armado original del elemento y la resistencia de los materiales.
 - Obsérvese las tracciones elevadas en armado original en zona de apoyo debido al tirante inferior que resulta por el cuelgue.
- Transmisión de carga en conectores de gran diámetro y separación.

El modelo presentado permite un cálculo paramétrico, facilitando el acotar la configuración del refuerzo (variando espesor de chapas, diámetros, distancias, etc.). Como se ha expuesto en el anejo C, con la debida calibración, el análisis no lineal permite ajustar la respuesta de hormigón fibro-reforzado. Esta herramienta permite explorar el uso de morteros de mayores prestaciones (tipo UHPC, con comportamiento de hardening tras el agotamiento de la matriz). La ductilidad en los modos de rotura, debido a la transmisión y reparto de cargas entre anclajes, resulta difícil de estimar sin estos métodos de cálculo avanzados.

G. ANÁLISIS DE REFUERZO CFRP EXTERNAMENTE ADHERIDO



Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	AP4		0	125.0	-				-

- : Cálculo a flexión simple según eje y !!

Parámetros de análisis "AP4" Código: Eurocode EN

ID	Diagrama			Límites de deformación			σ _s [N/mm²]	Factores de la resistencia			Otros valores			
	c	s	a	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	γ _M [-]	θ [-]	φ [-]	κ [-]
AP4	3/1	1	1	-2.	-3.5	20.		1.	1.	1.	1.	45.	0.	-

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y ₀ [m]	z ₀ [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm²]	γ [-]
C1	C40/50	0.25	0.5	-0.6	-18.1	1.00
C3	C60ME	0.	0.	1.8	0.	1.00
P6	S500	0.21	0.46	-0.4	-73.9	1.00
P2	S500	0.21	0.04	1.6	317.1	1.00
PP1	Typ_S	0.13	0.	1.8	292.3	1.00

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _c [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _c [kN]	M _y /χ _y [kNm²]	M _z /χ _z [kNm²]
0.	125.	0.	0.6	4.7	0	31.69	26852.74	6867.79

Fuerza de tesado P(t=0) al comienzo de la carga

N _p [kN]	M _{yp} [kNm]	M _{zp} [kNm]
0	0	0

Esfuerzo interno como par de fuerzas

	Fuerzas Internas			Momentos		Valores geométricos			
	Sec [kN]	Arm [kN]	Suma [kN]	M	Valor [kNm]	z	Valor [m]	x, d	Valor [m]
Compr. F _c =	-281.6	-11.6	-293.2	M _c =	-62.7	z _c =	0.21	x _c =	0.12
Tracc. F _s =	5.9	287.3	293.2	M _s =	-62.3	z _s =	0.21	d =	0.47
N =			0.	M =	-125.	z =	0.43	x/d =	0.26

Figura G-1 Estado tensional en la viga reforzada con CFRP, para el flector límite por despegue intermedio

Programa: Civil Master Builders

Versión: 10 - 6
Barcelona, 2020

Civil Master Builders, software propiedad de Master Builders Solutions

Autores: Civil eStudio (www.civilestudio.com)

Licencia de uso concedida a: Master Builders Spain

Delegación : 12

Usuario: 1 - Master Builders Spain

Proyecto:

Nombre del proyecto: *Comparativo SM - EBFPR*

Nombre de la estructura: *Viga ensayo*

Nombre del elemento estructural:

Normativas:

Ámbito : *Europa*

Normativa del hormigón : *Eurocode 2 (1992-1-1:2004)*

Normativa FRP : *FIB Bulletin 90*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Módulo del programa:

Módulo Refuerzos FRP

Nombre del archivo de proyecto: *comparativo sm.frp*

Ruta de acceso: *c:\users\carle\google drive\0.upc\0.tesis\8_herramientas cálculo\civilcad
frp*

Informe:

Tipo de informe: *Memoria*

Informe generado el día 06-06-2021 a las 13:14:40.

Incidencias :

Incidencia nº 1 :

Tarea :

Pérdida de adherencia en fisuras intermedias

Causa :

Hipótesis 1. No se ha encontrado solución. La sección no puede soportar los esfuerzos.

Índice

1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

- 1.1 Sección
- 1.2 Armadura de flexión
- 1.3 Refuerzo FRP
 - 1.3.1 Láminas adheridas a la superficie (EBR)
- 1.4 Propiedades de los materiales
- 1.5 Esfuerzos

2 EL ROTURA POR FLEXIÓN. COMPROBACIÓN

3 EL ADHERENCIA. LONGITUD EFECTIVA DE ADHERENCIA EN LÁMINAS

4 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN LA ZONA DE ANCLAJE

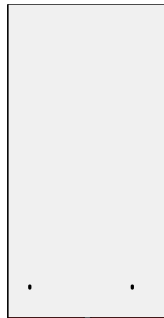
5 EL ADHERENCIA. SEPARACIÓN DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

6 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN FISURAS INTERMEDIAS

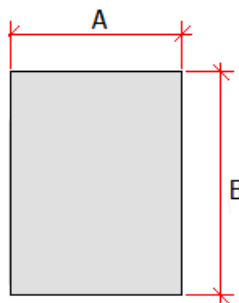
7 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN FISURAS DE CORTANTE

8 EL ROTURA POR CORTANTE

1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO



1.1 Sección



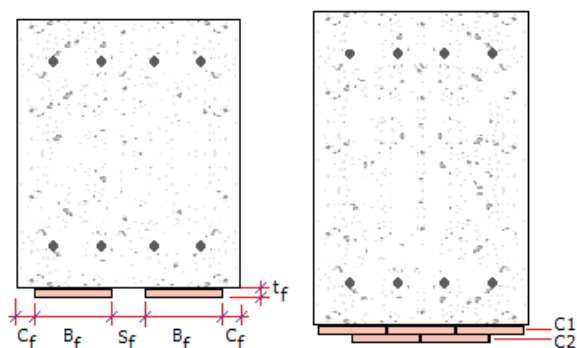
A : 0.250 m
B : 0.500 m

1.2 Armadura de flexión

Armadura	Número barras	Diámetro (mm)	Distancia fibra inf. (m)	Recubrimiento lateral (m)
1	2	12	0.045	0.045
2	2	10	0.250	0.045
3	2	10	0.450	0.045

1.3 Refuerzo FRP

1.3.1 Láminas adheridas a la superficie (EBR)



Capa	Número de láminas	Tipo	Cf (mm)	Sf (mm)	Bf (mm)	tf (mm)	Af (cm ²)
C1	2	MasterBrace LAM 120/1.4 CFH	0.00	10.00	120.00	1.40	3.36
C2	2	MasterBrace LAM 120/1.4 CFH	0.00	10.00	120.00	1.40	3.36

Af : Área total de refuerzo

Capa	Ef (MPa)	ffk (MPa)	εfuk
C1	150000.00	3529.41	-0.023529
C2	150000.00	3176.47	-0.015882

Factor de seguridad a rotura, γf

Situación persistente	:	1.000
Situación accidental	:	1.000

Factor de seguridad de adherencia, γfb

Situación persistente	:	1.000
Situación accidental	:	1.000

1.4 Propiedades de los materiales

Hormigón :

Denominación: C40/50

Resistencia característica a compresión, f _{ck}	:	40.0 MPa
Resistencia media a compresión, f _{cm}	:	48.0 MPa
Módulo elástico secante, E _{cm}	:	35220.5 MPa
Módulo elástico inicial (tangente), E _c	:	36981.5 MPa
Coefficiente de Poisson, ν	:	0.20
Peso específico, γ	:	25.0 kN/m ³
Coefficiente del tipo de cemento, s	:	0.25
Coefficiente de la naturaleza del árido, α	:	1.0
Coefficiente de dilatación térmica, α	:	0.00001000 °C ⁻¹

Diagrama parábola-rectángulo:

Grado de la parábola, n	:	2.00
Deformación de rotura a compresión simple, ε _{cu2}	:	0.00200
Deformación de rotura en flexión, ε _{cu2}	:	0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, ε _s	:	-0.01000
Coefficiente de intensidad del bloque de compresión, k	:	1.00

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γ _c	:	1.00
----------------------------	---	------

ELU, situación persistente, γ_c : 1.50
 ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

Factores de cansancio del hormigón:

Factor de cansancio a compresión, α_{cc} : 1.00
 Factor de cansancio a tracción, α_{ct} : 1.00

Acero pasivo :

Denominación: B-500-S

Límite elástico característico, f_{yk} : 500 MPa
 Tensión unitaria de rotura, f_s : 550 MPa
 Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
 Deformación última en compresión, $\epsilon_{uk,1}$: 0.01000
 Deformación última en tracción, $\epsilon_{uk,2}$: -0.01000
 Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γ_s : 1.00
 ELU, situación persistente, γ_s : 1.15
 ELU, situación accidental, γ_s : 1.00

1.5 Esfuerzos

$N > 0$ -> Compresión

$M > 0$ -> Tracción en fibra inferior

Situación sin refuerzo

Esfuerzos característicos (sin mayorar)

$M_{Ek,0} =$: 40.0 kNm
 $N_{Ek,0} =$: 0.0 kN

Estado límite último

$M_{Ed,0} =$: 110.0 kNm
 $N_{Ed,0} =$: 0.0 kN

Situación con refuerzo

Estado límite último

$M_{Ed} =$: 524.0 kNm
 $N_{Ed} =$: 0.0 kN

Situación accidental sin refuerzo

Situación no incluida en el cálculo.

2 EL ROTURA POR FLEXIÓN. COMPROBACIÓN

M_{Ed} : Flector de cálculo.

N_{Ed} : Axil de cálculo.

M_{Rd} : Flector resistente.

N_{Rd} : Axil resistente.

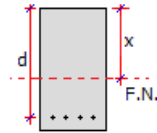
F.S. : Factor de seguridad

x : Posición de la fibra neutra

ϵ : Deformación máxima

σ : Tensión máxima

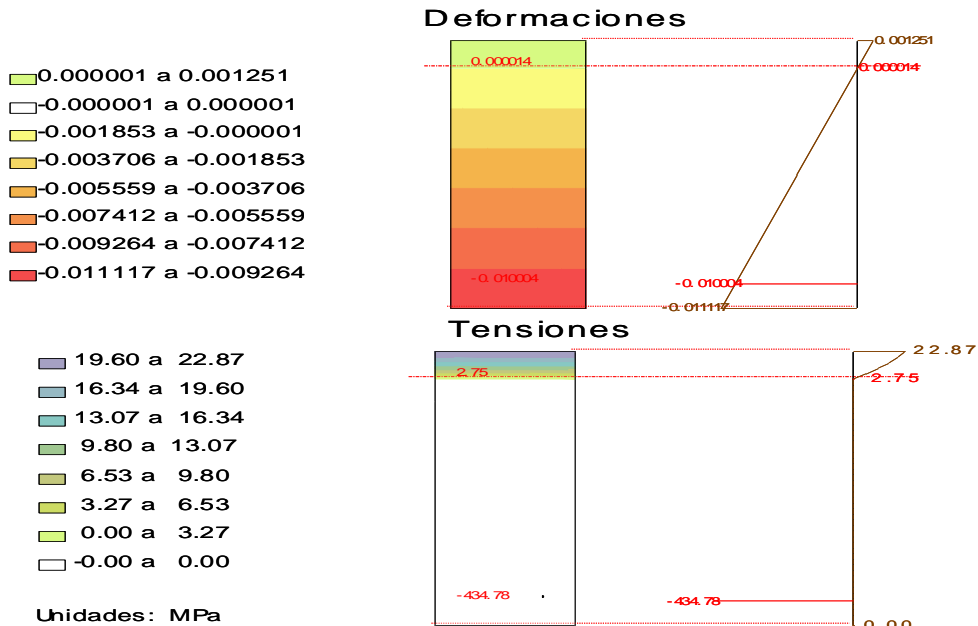
σ / σ_u : Ratio



Situación sin refuerzo

M _{Ed}	:	110.0	kNm
N _{Ed}	:	0.0	kN
M _{Rd}	:	58.8	kNm
N _{Rd}	:	0.0	kN
F.S.	:	0.535	
x	:	0.051	m
x / d	:	0.136	

Elemento	ϵ	σ (MPa)	σ / σ_u
Hormigón	0.001	22.87	0.858
Armadura pasiva	-0.010	-434.78	1.000
Armadura activa	0.000	0.00	0.000
Refuerzo FRP	0.000	0.00	0.000



Esfuerzos de rotura : $N_{Rd} = 0.0$ kN, $M_{Rd,x} = 58.8$ kNm, $M_{Rd,y} =$

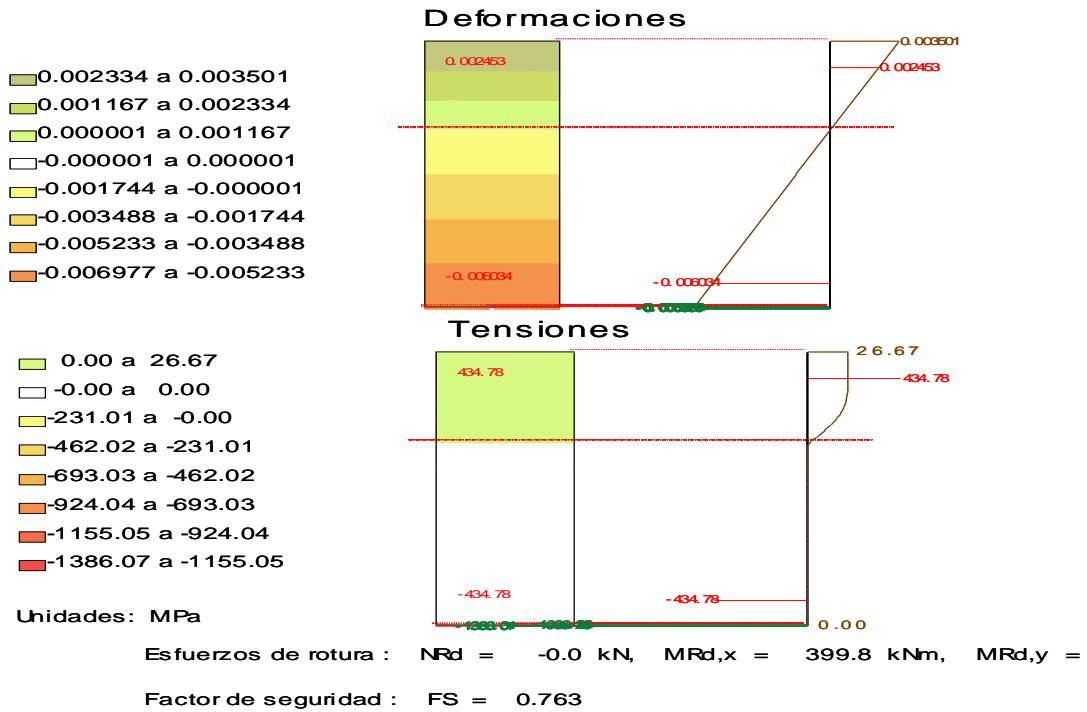
Factor de seguridad : $FS = 0.535$

Situación con refuerzo

M _{Ed}	:	524.0	kNm
N _{Ed}	:	0.0	kN
M _{Rd}	:	399.8	kNm
N _{Rd}	:	-0.0	kN
F.S.	:	0.763	

x : 0.167 m
 x / d : 0.346

Elemento	ϵ	σ (MPa)	σ / σ_u
Hormigón	0.004	26.67	1.000
Armadura pasiva	-0.006	-434.78	1.000
Armadura activa	0.000	0.00	0.000
Refuerzo FRP	-0.007	-1386.07	0.513

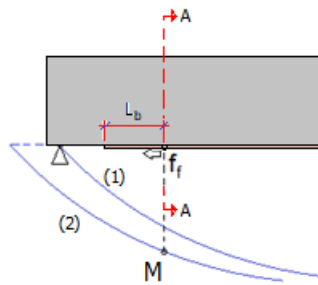


3 EL ADHERENCIA. LONGITUD EFECTIVA DE ADHERENCIA EN LÁMINAS

l_e : 0.291 m

4 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN LA ZONA DE ANCLAJE

Datos



L_b : 0.300 m

(1) : Ley momentos de cálculo (M_d)

(2) : Ley de momentos decalada (M)

Situación sin refuerzo. Esfuerzos característicos (sin mayorar)

$M_{Ek,0}$: 6.0 kNm

$N_{Ek,0}$: 0.0 kN

Situación con refuerzo. Estado límite último

M_{Ed} : 70.0 kNm

N_{Ed} : 0.0 kN

$N > 0$ -> Compresión

$M > 0$ -> Tracción en fibra inferior

Resultados (Art. 6.2.1.4.1 / 5.3.2 FIB Bulletin 90)

f_f : 195.26 MPa

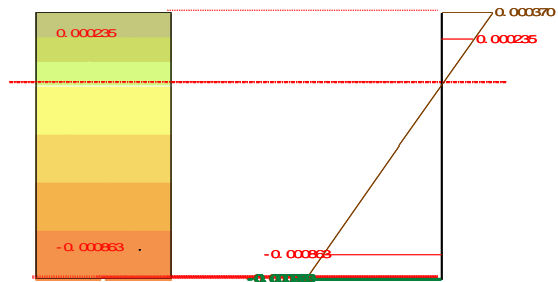
f_{fbd} : 202.23 MPa

$f_f \leq f_{fbd}$ -> Sí verifica

Gráfica del estado tensional

- 0.000247 a 0.000370
- 0.000123 a 0.000247
- 0.000001 a 0.000123
- -0.000001 a 0.000001
- -0.000246 a -0.000001
- -0.000492 a -0.000246
- -0.000738 a -0.000492
- -0.000984 a -0.000738

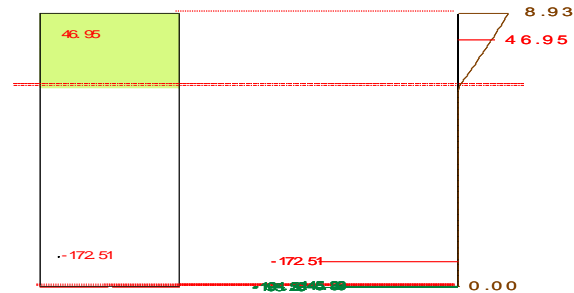
Deformaciones



- 0.00 a 8.93
- -0.00 a 0.00
- -32.54 a -0.00
- -65.09 a -32.54
- -97.63 a -65.09
- -130.17 a -97.63
- -162.72 a -130.17
- -195.26 a -162.72

Unidades: MPa

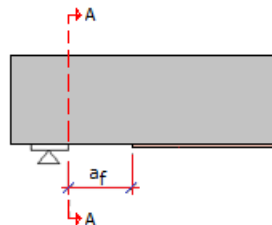
Tensiones



$$N = 0.0 \text{ kN}, \quad M_x = 70.0 \text{ kNm}, \quad M_y = 0.0 \text{ kNm}$$

5 EL ADHERENCIA. SEPARACIÓN DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

Datos



$$a_f : 0.300 \text{ m}$$

Esfuerzos de cálculo en la sección A

$$\begin{aligned} V_{Ed} &: 42.00 \text{ kN} \\ N_{Ed} &: 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$N > 0$ -> Compresión

Resultados (Art. 6.3.5.1 FIB Bulletin 90)

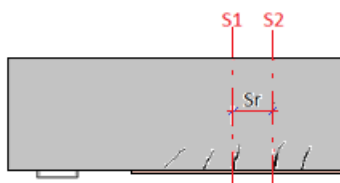
$$\begin{aligned} V_{Ed} &: 42.00 \text{ kN} \\ V_{Rd,c,fe} &: 42.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c,fe}$ -> Sí verifica

6 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN FISURAS INTERMEDIAS

Datos

Separación entre fisuras : 0.500 m



Esfuerzos en la sección S1 en la fisura 1

Situación sin refuerzo. Esfuerzos característicos (sin mayorar).

$M_{Ek,0}$: 34.0 kNm
 $N_{Ek,0}$: 0.0 kN

Situación con refuerzo. Estado límite último.

M_{Ed} : 441.0 kNm
 N_{Ed} : 0.0 kN

Esfuerzos en la sección S2 en la fisura 2

Situación sin refuerzo. Esfuerzos característicos (sin mayorar).

$M_{Ek,0}$: 40.0 kNm
 $N_{Ek,0}$: 0.0 kN

Situación con refuerzo. Estado límite último.

M_{Ed} : 526.0 kNm
 N_{Ed} : 0.0 kN

$N > 0$ -> Compresión

$M > 0$ -> Tracción en fibra inferior

Resultados (Art. 5.3.3.1 / 6.2.1.3.2 FIB Bulletin 90)

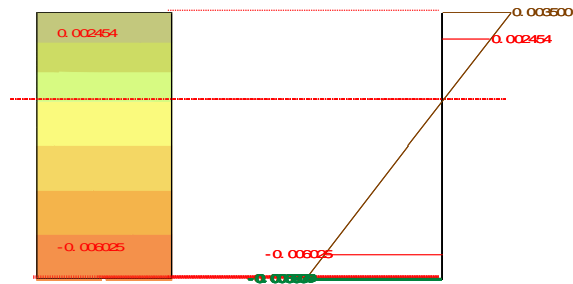
F_{f1} : -812.59 kN
 F_{f2} : -811.87 kN
 ΔF_{fEd} : 0.73 kN
 ΔF_{fRd} : 94.40 kN

$\Delta F_{fEd} \leq \Delta F_{fRd}$ -> Sí verifica

Gráfica del estado tensional

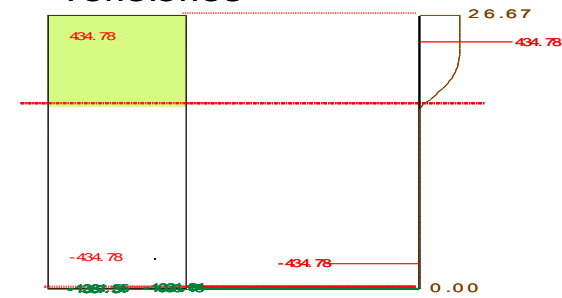
Sección en fisura 1 Deformaciones

- 0.002334 a 0.003500
- 0.001167 a 0.002334
- 0.000001 a 0.001167
- -0.000001 a 0.000001
- -0.001742 a -0.000001
- -0.003484 a -0.001742
- -0.005225 a -0.003484
- -0.006967 a -0.005225



Tensiones

- 0.00 a 26.67
- -0.00 a 0.00
- -231.22 a -0.00
- -462.44 a -231.22
- -693.66 a -462.44
- -924.88 a -693.66
- -1156.09 a -924.88
- -1387.31 a -1156.09

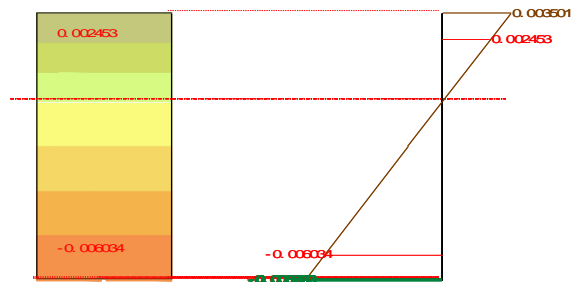


Unidades: MPa

$$N = -0.0 \text{ kN}, \quad M_x = 400.0 \text{ kNm}, \quad M_y = 0.0 \text{ kNm}$$

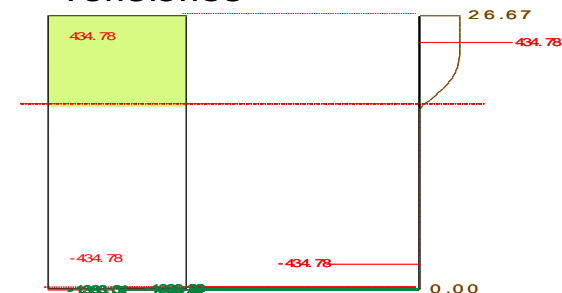
Sección en fisura 2 Deformaciones

- 0.002334 a 0.003501
- 0.001167 a 0.002334
- 0.000001 a 0.001167
- -0.000001 a 0.000001
- -0.001744 a -0.000001
- -0.003488 a -0.001744
- -0.005233 a -0.003488
- -0.006977 a -0.005233



Tensiones

- 0.00 a 26.67
- -0.00 a 0.00
- -231.01 a -0.00
- -462.02 a -231.01
- -693.03 a -462.02
- -924.04 a -693.03
- -1155.05 a -924.04
- -1386.07 a -1155.05



Unidades: MPa

$$N = -0.0 \text{ kN}, \quad M_x = 399.8 \text{ kNm}, \quad M_y = 0.0 \text{ kNm}$$

7 EL ADHERENCIA. PÉRDIDA DE ADHERENCIA EN FISURAS DE CORTANTE

Datos

Tipo de armadura de cortante : barras corrugadas.

Esfuerzos de cálculo

V_{Ed} : 105.00 kN
 N_{Ed} : 0.00 kN
 A_{sw} : 5.0 cm²/m
 θ : 45.0 °
 α : 90.0 °

$N > 0$ -> Compresión

Resultados (Art. 6.3.5.2 FIB Bulletin 90)

V_{Ed} : 105.00 kN
 $V_{Rd\ max}$: 714.00 kN
 σ_{sw} : 494.12 MPa
 σ_{sd} : 72.66 MPa
 σ_{Rd} : 75.00 MPa

$$\sigma_{Ed} = V_{Ed} \cdot \sigma_{sw} / V_{Rd\ max}$$

$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$ -> Sí verifica

8 EL ROTURA POR CORTANTE

Datos

Tipo de refuerzo :

B_f : ancho de la lámina de refuerzo

t_f : espesor de la lámina de refuerzo

A_f : Área total de refuerzo

Tipo	B_f (mm)	t_f (mm)	A_f (cm ²)
MasterBrace FIB 300/50 CFS	500.00	0.17	0.83

f_{fk} : Tensión última de diseño

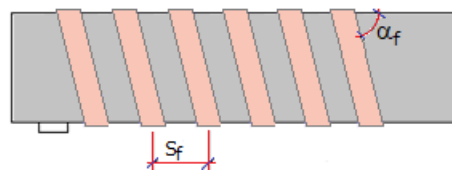
ϵ_{fuk} : Deformación de rotura de diseño

E_f (MPa)	f_{fk} (MPa)	ϵ_{fuk}
240000.00	3200.00	-0.013333

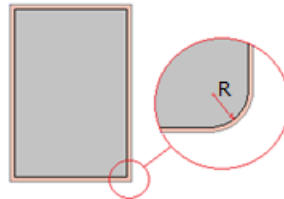
Número de capas superpuestas : 4

Refuerzo envolviendo la sección



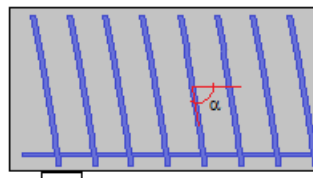


S_f : 250.000 m
 α_f : 90.0 °



R : 0.030 m

Armadura de cortante :



α : 90.0 °
 A_{sw} : 5.0 cm²/m

Armadura longitudinal :

Se disponen barras corrugadas.
 Las condiciones de adherencia son buenas.

Ángulo de las bielas de compresión :

θ : 45.0 °

Esfuerzos :

ELU Situación persistente

Situación sin refuerzo. Esfuerzos característicos (sin mayorar).

$M_{Ek,0}$: 45.0 kNm
 $N_{Ek,0}$: 0.0 kN

Situación con refuerzo. Estado límite último.

V_{Ed} : 90.0 kN

N_{Ed} : 0.0 kN
 M_{Ed} : 210.0 kNm

$N > 0$ -> Compresión
 $M > 0$ -> Tracción en fibra inferior

Resultados (Art. 6.3.4 FIB Bulletin 90)

V_{Ed} : 90.00 kN
 $V_{Rd,max}$: 706.09 kN
 $V_{Rd,s}$: 91.37 kN
 $V_{Rd,f}$: 0.92 kN
 V_{Rd} : 92.29 kN
FS : 1.025

$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ -> Se verifica la condición de resistencia de las bielas de compresión

$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ -> La sección resiste a cortante sin necesidad de refuerzo FRP

La sección verifica a cortante.

H.EJEMPLO DE DISEÑO

A continuación se muestra un ejemplo de diseño, partiendo de la geometría de la viga ensayada. La viga tiene dimensiones $0.25 \times 0.5 \text{ m}^2$ de sección y luz total 5 m , estando biapoyada a 4.8 m .

El armado dispuesto es de $2d12 \text{ mm}$ inferiores, $2d10 \text{ mm}$ superiores y a media altura de cara, con estribos $\Phi 8$ cada 200 mm . El hormigón empleado es HA-40/F/12/IIa con cemento CEM II-AM (V-L) 42.5R, y el acero dispuesto de calidad B500S.

Se emplean los coeficientes de seguridad habituales de $\gamma_c = 1.5$ para hormigón y $\gamma_s = 1.15$ para el acero corrugado B500S y $\gamma_M = 1.10$ para el acero laminado de calidad S235.

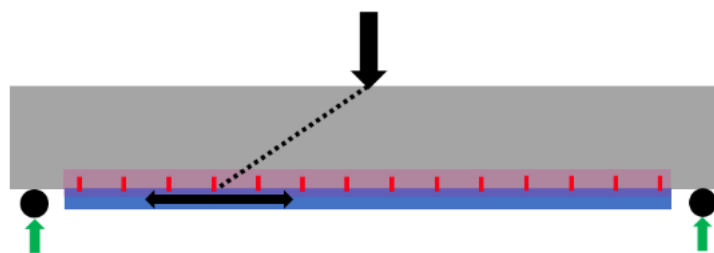


Figura H-1 Ejemplo de la viga considerada (misma tipología que la del ensayo).

La viga original (Figura H-1) resiste un flector en rotura $M_y = 58 \text{ kNm}$.

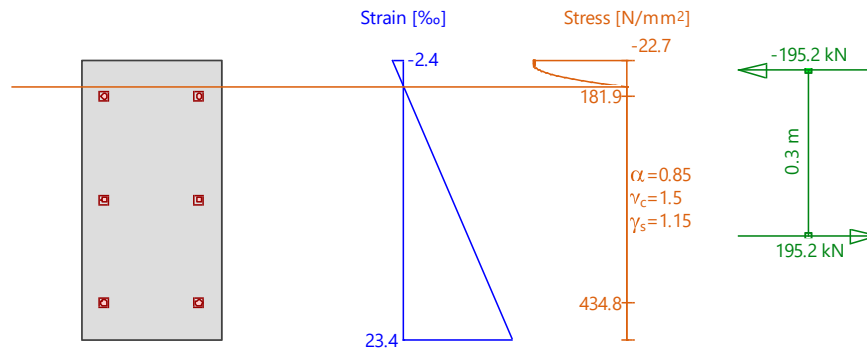


Figura H-2 Diagrama tensional en rotura para la viga sin reforzar.

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.98$ OK

No.	AP	p	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	
1	!ULS		0	57.0	-	0.98					

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters "ULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram $\sigma-\epsilon$			Strain Limits			σ_s [N/mm ²]	Partial safety factor			Various parameters		
	c	s	a	ϵ_{cu2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ULS	2/0	1	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	1.1	45.	0.

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C40/50	0.25	0.5	-2.4	-22.7	1.76
C1	C40/50	0.	0.	23.4	0.	1.76
P6	S500	0.21	0.43	0.9	181.9	1.15
P2	S500	0.21	0.07	20.	434.8	1.15

Ultimate state "ULS"

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_c [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_c [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
0.	58.1	0.	10.5	51.6	0	1.89	1126.39	1252.4

Internal section forces represented by two vectors

	Internal Forces			Moments		z	Geometric Values		
	CS [kN]	Rfmt [kN]	Sum [kN]	M	Unit [kNm]		Unit [m]	x, d	Unit [m]
Compr. F_c =	-195.2	0.	-195.2	M_c =	-45.2	z_c =	0.23	x_c =	0.05
Tens. F_s =	0.	195.2	195.2	M_s =	-12.9	z_s =	0.07	d =	0.32
N =			0.	M =	-58.1	z =	0.3	x/d =	0.15

El cortante resistido por la viga original (estribos d8 a 200mm) es de 204kN.

Asumiendo un estado de cargas puntual en el centro del vano para la viga:

- el peso propio de la viga (3.2kN/m)
- coeficientes de mayoración de cargas permanentes para la carga puntual y peso propio (factor de seguridad de 1.35)

Para las hipótesis anteriores la viga puede soportar una carga en el centro del vano adicional al peso propio de 28 kN (factor de seguridad 1.5).

Si se pretende reforzar la viga para resistir una carga puntual 5 veces superior (140kN), los esfuerzos de diseño serán: $M_{sd}=248\text{kNm}$ y cortante $V_{sd}=107\text{kN}$.

El refuerzo se realiza con una sección idéntica a la ensayada en la tesis, conformada en U invertida, con chapas de 15mm de espesor y acartelada cerrando la sección. Tiene dimensiones 4600mm x 250 mm y 100mm, sin interferir en los apoyos originales.

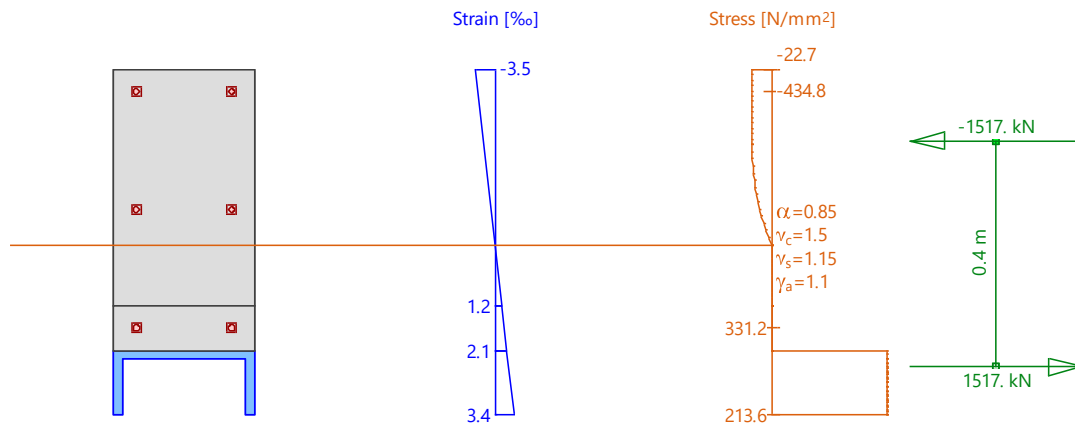


Figura H-3 Diagrama tensional en rotura para la viga reforzada.

Para las cargas descritas, y asumiendo colaboración completa, la nueva sollicitación a flexión sobre la sección compuesta no supera el 40% de su capacidad última, tal como se desprende del cálculo adjunto:

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion			Complete CS
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N)	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	eff(M,N,V,T)
1	!ULS		0	241.0	-	0.40				

Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

ID	Diagram	Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters		
	c s a	ε _{c2} [‰]	ε _{c3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	γ _M [-]	θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0 1 1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	1.1	45.	0.

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C40/50	0.25	0.5	-3.5	-22.7	1.76
C2	S235	0.	-0.12	3.4	213.6	1.10
P6	S500	0.21	0.46	-3.1	-434.8	1.15
P2	S500	0.21	0.04	1.7	331.2	1.15

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.	609.6	0.	0.1	11.2	0	395.86	54381.48	5312.06

	Internal Forces			Moments			Geometric Values		
	CS [kN]	Rfmt [kN]	Sum [kN]	M	Unit [kNm]	z	Unit [m]	x, d	Unit [m]
Compr. F _c =	-1426.8	-90.2	-1517.	M _c =	-293.6	z _c =	0.19	x _c =	0.31
Tens. F _s =	1442.	74.9	1517.	M _s =	-315.9	z _s =	0.21	d =	0.53
N =			0.	M =	-609.6	z =	0.4	x/d =	0.59

Si se usa como conectadores los tornillos M16x180mm calidad 8.8 ensayados en la investigación, embebidos en una sección de mortero de reparación (f_{ck}>60MPa) su

capacidad resistente unitaria según Eurocódigo 2- parte 4 se resume en la tabla siguiente (ver Tabla 5.11):

MODOS DE FALLO		M16
CORTANTE		
7.2.2.3 FALLO ACERO	$V_{Rk,s}$	45.2 kN
7.2.2.4 FALLO POR "PRY-OUT" HORMIGÓN	$V_{Rk,cp}$	37.1 kN

El valor a cortante limitante para el anclaje M16x80mm (sin considerar el de fallo por borde debido al confinamiento de las fibras) es de $V_{Rkcp} = 37.1\text{kN}$.

Concrete related failure		
Concrete cone failure, concrete edge failure, concrete blow-out failure, concrete pry-out failure	$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $\gamma_c = 1.5^a$ for seismic repair and strengthening of existing structures see the EN 1998 series	$= \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $= 1.2^a$ for seismic repair and strengthening of existing structures see the EN 1998 series
	$\gamma_{inst} \geq 1.0$ for post-installed fasteners in tension, see relevant European Technical Product Specification $= 1.0$ for post-installed fasteners in shear	
Concrete splitting failure	$\gamma_{Mcp} = \gamma_{Mc}$	
Pull-out and combined pull-out and concrete failure	$\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc}$	

^a The values are in accordance with EN 1992-1-1.

Aplicando los coeficientes de seguridad parciales (Apdo 4.4.2.1 Tabla 4.1) $\gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst} = 1.5 \times 1 = 1.5$ el valor de diseño para el tornillo embebido es de $V_{rdcp} = 24.7\text{kN}$

En este ejemplo no se instalan conectores bajados trabajando a modo de llave de cortante, sino que todos se consideran subidos.

Para anclar el flector máximo asumiendo un reparto uniforme de rasante:

$F_{plate} = 1517\text{kN}$, siendo necesario $1517/24.7=61$ conectores para la mitad de la luz de la viga (2.2m).

Suponiendo un reparto uniforme de conectores se obtiene 28 conectores/m., A un canto "d" del apoyo la fuerza movilizada es $F_{plate} = 348\text{kN}$.

Para comprobar el cortante resistido obviando el armado transversal de la viga original (no se moviliza ante el fallo del refuerzo externo), se modifica la formulación de Eurocódigo 2 (Apdo 5.8.10.3). En este cálculo se asume $f_{ck}=40\text{MPa}$.

k-plate	15	%
A_{efp}	6750	Área pletina (mm ²)
ρ	0.010	Cuántia longitudinal
C_{Rd,c}	0.18	ad
k	1.63	ad
σ_{cp}	0	MPa
k₁	0.15	Ad
v_{min}	0.46	MPa
V_{Rdcmin}	51.94	kN
V_{Rdc}	124.2	kN

El cortante último cumple $V_{Rdc} = 124.2\text{kN} > V_{Sd} = 107\text{kN}$.

Repetiendo el mismo proceso para el método CDC indicado en el apartado 5.8.10 se obtiene:

Conector	#1- M16B		
c	500	mm	Canto de la viga
x	1007	mm	Ver Figura Figura 5.68
Lo-x	1193	mm	"
fc	40	MPa	Calidad resistente fck
As	226	mm ²	Cuantía armado
Ec	35.2	GPa	Módulo elástico hormigón
Ep	210	GPa	Módulo elástico acero
b_c	250	mm	Base viga
b_{efp}	250	mm	Base semisección
t_{efp}	15	mm	Espesor semisección
h_{efp}	100	mm	Canto semisección
y_{dhefp}	33.1	mm	Centro de gravedad semisección
f_{yp}	235	MPa	Límite elástico acero semisección
A_{efp}	6750	mm ²	Área resistente semisección
L₀	2200	mm	Semi-luz
f_{cef}	1.12	MPa	Tensión fisuración hormigón
f_t	2.53	MPa	Resistencia a tracción del hormigón
V_{datcr}	150.2	kN	Cortante que genera fisuración CDC (Ecuación 4-1)
P_{plate}	550	kN	
	35%		
f₁	0.55	ad	Ecuación 4-6
f₂	0.65	ad	Ecuación 4-7
f₃	0.89	ad	Ecuación 4-8
f₄	1.00	ad	Ecuación 4-9
V_{dat,u}	150.2	kN	Cortante crítico teórico Ecuación 4-11)

El cortante último cumple $V_{Rdc} = 150.2\text{kN} > V_{Sd} = 107\text{kN}$.

Con ambos métodos se cumple el cortante crítico y la flexión. Teniendo en cuenta que el umbral de trabajo a flexión de la sección es inferior al 40% se puede, en una iteración posterior, reducir los espesores de chapa (elementos verticales) para la zona de perfil en centro de vano.

I. PATENTE



HOJA DE INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Nº SOLICITUD:

FECHA Y HORA DE ENTRADA EN OEPM:

FECHA Y HORA DE ENTRADA EN LUGAR DISTINTO A LA OEPM:

1. IDENTIFICACIÓN DE LA SOLICITUD

(1) MODALIDAD:
<input checked="" type="checkbox"/> PATENTE DE INVENCION <input type="checkbox"/> MODELO DE UTILIDAD

2. (2) IDENTIFICACIÓN DE LOS SOLICITANTES

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
CONCRETE REHABCCO SLP		B66403924	ES		100 %
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
CALLE MAJOR 65		08140 CALDES DE MONTBUI	BARCELONA	ES	7112 1
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input checked="" type="checkbox"/> NO		(8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO:		
<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO			<input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input checked="" type="checkbox"/> OTROS (Especificar): <u>INVENCION DEL CEO</u>		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR		(11) FIRMA		
<input type="checkbox"/> sí	<input checked="" type="checkbox"/> sí				

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
					%
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input type="checkbox"/> NO		(8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO:		
<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO			<input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input type="checkbox"/> OTROS (Especificar): _____		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR		(11) FIRMA		
<input type="checkbox"/> sí	<input type="checkbox"/> sí				

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
					%
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input type="checkbox"/> NO		(8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO:		
<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO			<input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input type="checkbox"/> OTROS (Especificar): _____		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR		(11) FIRMA		
<input type="checkbox"/> sí	<input type="checkbox"/> sí				

NOTA: DE NO ESPECIFICARSE EL PORCENTAJE DE TITULARIDAD, LA OEPM PRESUMIRÁ IGUALES LAS CUOTAS DE LOS SOLICITANTES.

3. IDENTIFICACIÓN DE LOS INVENTORES (Incluir sólo aquellos inventores que no figuren como solicitantes) (6)

(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
COTS COROMINA, CARLES	77309623E	ES
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
CALLE MAJOR 65 CALDES DE MONTBUI 08140	ES	(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA

4. OTROS DATOS

(14) EXPOSICIONES OFICIALES		
NOMBRE	FECHA	LUGAR

(15) REIVINDICACIÓN DE PRIORIDAD			
PAÍS ORIGEN	CÓDIGO PAÍS	FECHA	NÚMERO

Hoja de información complementaria nº ____ de un total de ____

Digitally signed by CARLES COTS
 COROMINAS - DNI 77309623E
 DN: cn=CARLES COTS COROMINAS -
 DNI 77309623E gn=CARLES c=ES
 Reason: I am the author of this document
 Location:
 Pa DE CASTELLÓN, 75
 28071 MADRID
 TEL. 902 157 530
 FAX. 91 349 55 97



HOJA DE INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Nº SOLICITUD:

FECHA Y HORA DE ENTRADA EN OEPM:

FECHA Y HORA DE ENTRADA EN LUGAR DISTINTO A LA OEPM:

1. IDENTIFICACIÓN DE LA SOLICITUD

(1) MODALIDAD:
<input checked="" type="checkbox"/> PATENTE DE INVENCION <input type="checkbox"/> MODELO DE UTILIDAD

2. (2) IDENTIFICACIÓN DE LOS SOLICITANTES

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
CONCRETE REHABCCO SLP		B66403924	ES		100 %
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
CALLE MAJOR 65		08140 CALDES DE MONTBUI	BARCELONA	ES	7112 1
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO		<input type="checkbox"/> NO (8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO: <input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input type="checkbox"/> OTROS (Especificar): <u>INVENCION DEL CEO</u>		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	<input type="checkbox"/> SÍ	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR	<input checked="" type="checkbox"/> SÍ (11) FIRMA		

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
					%
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO		<input type="checkbox"/> NO (8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO: <input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input type="checkbox"/> OTROS (Especificar): _____		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	<input type="checkbox"/> SÍ	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR	<input type="checkbox"/> SÍ (11) FIRMA		

(3) APELLIDOS Y NOMBRE /DENOMINACIÓN SOCIAL		NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NACIONALIDAD		(4) PORCENTAJE DE TITULARIDAD:
					%
DIRECCIÓN POSTAL		CÓDIGO POSTAL Y LOCALIDAD	PROVINCIA	CODIGO PAÍS RESIDENCIA	(5) CNAE (6) PYME
(7) ESTE SOLICITANTE TAMBIÉN ES INVENTOR:	<input type="checkbox"/> SÍ <input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO		<input type="checkbox"/> NO (8) MODO DE OBTENCIÓN DEL DERECHO: <input type="checkbox"/> INVENCION LABORAL <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> SUCESION <input type="checkbox"/> OTROS (Especificar): _____		
(9) EL SOLICITANTE ES UNA UNIVERSIDAD PÚBLICA ESPAÑOLA	<input type="checkbox"/> SÍ	(10) EL SOLICITANTE ES EMPRENDEDOR	<input type="checkbox"/> SÍ (11) FIRMA		

NOTA: DE NO ESPECIFICARSE EL PORCENTAJE DE TITULARIDAD, LA OEPM PRESUMIRÁ IGUALES LAS CUOTAS DE LOS SOLICITANTES.

3. IDENTIFICACIÓN DE LOS INVENTORES (Incluir sólo aquellos inventores que no figuren como solicitantes) (6)

(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
COTS COROMINA, CARLES	77309623E	ES
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
CALLE MAJOR 65 CALDES DE MONTBUI 08140	ES	(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA
(12) APELLIDOS Y NOMBRE	NIF/PASAPORTE	CÓDIGO PAIS NAC.
DOMICILIO	COD. PAIS RESIDENCIA	<input type="checkbox"/> ESTE INVENTOR RENUNCIA A SER MENCIONADO
		(13) FIRMA

4. OTROS DATOS

(14) EXPOSICIONES OFICIALES		
NOMBRE	FECHA	LUGAR

(15) REIVINDICACIÓN DE PRIORIDAD			
PAÍS ORIGEN	CÓDIGO PAÍS	FECHA	NÚMERO

Hoja de información complementaria nº ____ de un total de ____

(A efectos meramente informativos. NO ADJUNTAR al presentar la solicitud)

Información sobre Protección de Datos

RESPONSABLE. Oficina Española de Patentes y Marcas, O.A. Paseo de la Castellana 75, 28071 MADRID. **FINALIDAD.** Tramitación del expediente y publicidad registral. **LEGITIMACIÓN.** Ley 39/2015 del Procedimiento Administrativo Común de las Administraciones Públicas y Ley 24/2015 de Patentes. **DESTINATARIOS.** El nombre y apellidos, nacionalidad y dirección postal del solicitante y, en su caso, los de su representante, así como el nombre y apellidos del inventor, se inscribirán en el Registro de Patentes y se publicarán en el Boletín Oficial de la Propiedad Industrial, en las bases de datos de la OEPM y en los folletos de patente. Estos datos serán transferidos a las organizaciones internacionales competentes en materia de Propiedad Industrial. **DERECHOS.** Los derechos reconocidos por la legislación vigente en materia de Protección de Datos se podrán ejercitar a través del correo electrónico protecciondedatos@oepm.es. **INFORMACIÓN ADICIONAL.**

<https://www.oepm.es/es/protecciondatosInvenciones.html>

DESCRIPCIÓN

CONECTADOR ESTRUCTURAL A POSTERIORI Y MÉTODO DE CONEXIÓN DE ESTRUCTURA MIXTA

Campo de la técnica

La presente invención refiere la descripción de un conector o conector estructural a posteriori entre estructura existente y estructura nueva y su método de conexión a posteriori para la conformación de estructura mixta entre el hormigón armado, postesado o en masa de estructura existente por una parte y estructuras metálicas o mixtas por otra.

(Las palabras conector o conector se usan como sinónimos e indistintamente y sin distinción semántica en este documento)

Estado de la técnica

Es habitual que las estructuras construidas con hormigón de cualquier tipo, pierdan capacidad resistente por cualquier causa, bien sea por el aumento de las cargas a las que va a estar sometida, por el cambio de la normativa exigible para seguir desarrollando su función o por cualquier otro deterioro o patología estructural sufrida por la estructura con el paso del tiempo.

Como alternativa a la demolición y reconstrucción se puede plantear la rehabilitación a base de complementar la estructura originaria con añadidos resistentes que permitan la prolongación de la vida útil.

Ejemplos de rehabilitaciones son:

En estructuras de puente la conexión entre vigas metálicas y tableros de hormigón a través de conectores ejecutados a posteriori.

En estructuras de edificación la ejecución a posteriori de conexión entre forjados de hormigón y vigas metálicas bajo los mismos.

La conexión a posteriori se suele realizar con diferentes tipos de conectores entre los que se pueden mencionar los conectores tipo stud, los conectores en T y otros.

El método utilizado es análogo en todo tipo de conector y consta de la demolición de alveolos para la ubicación de conectores, la puesta en obra soldada de los conectores en los

alveolos conectándolos a estructura metálica y el relleno de los alveolos con matriz de características superiores a las del hormigón existente.

A continuación, se adenda bibliografía y de patentes similares

US 2015/0167332 A1 REPAIR AND STRENGTHENING SYSTEM FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

WO 2007/009160 A1 SHEAR CONNECTOR FOR USE IN A CONCRETE AND STEEL STRUCTURE

US00531129 A DECK REPLACEMENT SYSTEM WITH IMPROVED HAUNCH LOCK

US 2015/0167332 A1 REPAIR AND STRENGTHENING SYSTEM FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

CN 105986544 A

Tipología de pernos en CONSTRUCCIÓN MIXTAHORMIGÓN Y ACERO, Martínez Calzón, Julio; Ortiz Herrera, Jesús

Breve descripción de la invención

Se necesita reforzar o rehabilitar la capacidad resistente de una estructura de hormigón.

La rehabilitación se hace mediante la adenda de otra batería de elementos estructurales adicionales.

El trabajo estructural conjunto de estructura preexistente y estructura adicional se consigue mediante el conector a posteriori y su método de colocación y puesta en obra y su capacidad de conexión principalmente a rasante.

El conector a posteriori consta de un soporte en forma de placa, con un taladro roscado, y un tornillo pasante.

El método de conexión a rasante consta de los siguientes pasos:

Primero la presentación de la chapa en zona de conexión con tornillo en posición retraída.

Segundo el vaciado de hormigón mediante hidrodemolición u otra técnica del receptáculo de recepción de tornillo por la zona accesible

Tercero roscado de tornillo hasta que quede embebido en alveolo o bien sea impedido su avance al chocar con armadura preexistente, dicotomía que es novedad de la invención respecto al estado de la técnica.

Cuarto restitución del hormigón removido mediante micro hormigón, morteros, resinas o grouts tales que restituyan igual o mayor capacidad resistente que el hormigón original.

El tornillo materializa la capacidad de rasante y o tracción entre elementos estructurales preexistentes y adendados.

Los tornillos pueden penetrar en alveolo en dirección perpendicular a la placa o con otro azimut.

La invención está pensada para la ejecución in situ, pero puede realizarse en taller de prefabricación para la rehabilitación de estructuras prefabricadas.

Así pues, el problema a resolver es prolongar la vida útil de estructuras preexistentes y/o aumentar su capacidad resistente mediante la conexión para el trabajo conjunto de estructura preexistente y estructura adendada.

De acuerdo con la invención, estos objetivos se logran con un conector especial de que comprende:

- Una chapa soporte perteneciente a la estructura nueva

- Un tornillo roscado de cualquier material, lo que es novedad de la invención respecto al estado de la técnica
- La demolición por cualquier método convencional tales como picado, hidrodemolición, taladro, explosión controlada u otro método, de alveolo en estructura existente
- La introducción del tornillo en alveolo
- El relleno del hormigón retirado con material de restitución

Esta conexión entre estructuras de hormigón y de otro tipo para el trabajo estructural conjunto proporciona una solución singular para resolver los problemas rehabilitación, refuerzo y prolongación de vida útil de estructuras.

Breve descripción de las figuras

La invención se entiende mejor con la ayuda de la descripción gráfica dada a modo de ejemplo e ilustrada por las figuras en las que:

Fig. 1a enseña un conector tipo stud en vigas mixtas de puentes o edificación;

Fig. 1b enseña un conector tipo T en vigas mixtas de puentes o edificación

Fig. 1c muestra diferentes tipologías de conectadores;

Fig. 2 muestra, la estructura de hormigón a rehabilitar, el tornillo de conexión y la chapa con alveolo embebida en estructura a adendar;

Fig. 3 muestra el método constructivo.

Descripción detallada de un ejemplo de realización

La presente invención se describirá ahora más completamente, con referencia a los dibujos que se acompañan y en los que se muestra el elemento. Esta invención puede, sin embargo, realizarse de muchas formas diferentes y no debe interpretarse como limitada a las formas mencionadas en el presente documento, sino más bien, la invención se proporciona para que esta descripción minuciosa y completa, transmita completamente el alcance de la invención a los expertos en la técnica.

Fig. 1a enseña un conector tipo stud en vigas mixtas de puentes o edificación;

Fig. 1b enseña un conector tipo T en vigas mixtas de puentes o edificación

Fig. 1c muestra diferentes tipologías de conectadores;

Fig. 2 muestra los elementos constitutivos de la invención: estructura existente (1), tornillo (2), chapa (3) perteneciente a estructura suplementaria de refuerzo nueva (4)

La Fig. 3 muestra el método constructivo que consta de los siguientes pasos:

- Colocación del tornillo roscado (2) en la chapa soporte (3)
- Presentación de la chapa soporte (3) perteneciente a la estructura suplementaria de refuerzo nueva (4) tal que permite colocar la estructura de refuerzo nueva (4) en posición definitiva y servir de base protectora a la ejecución de alveolo (5) durante la demolición
- El vaciado del alveolo (5) en estructura existente (1) mediante demolición
- La introducción del tornillo rosado (2) en alveolo (5)
- El relleno del hormigón retirado del alveolo (5) con material de restitución (6)

La descripción detallada anteriormente con referencia a los dibujos ilustra en lugar de limitar la invención. Existen numerosas alternativas, que caen dentro del alcance de las reivindicaciones adjuntas. La palabra "comprende" no excluye la presencia de otros elementos o etapas de los que figuran en una reivindicación. La palabra "un" o "una" precediendo a un elemento o etapa no excluye la presencia de una pluralidad de tales elementos o etapas. El mero hecho de que las reivindicaciones dependientes respectivas definen respectivas características adicionales, no excluye una combinación de características adicionales, que corresponde a una combinación de reivindicaciones dependientes.

REIVINDICACIONES

1.- Conector a posteriori y método de conexión mediante demolición para conectar estructuras antiguas de hormigón, con refuerzos estructurales nuevos que resistan los esfuerzos rasantes y/o de tracción entre elementos estructurales antiguo y nuevo adosado, y conseguir así el trabajo estructural conjunto, integrando dicho conector a posteriori mediante:

- El vaciado de hormigón conseguido mediante demolición en estructura existente;
- La chapa estructural perteneciente a la estructura nueva suplementaria con taladro roscado o no para el paso del tornillo;
- Tornillo pasante a través del taladro de chapa;
- Material de restitución del vacío del alveolo;

caracterizado porque comprende:

- Zona vaciada de hormigón en estructura existente mediante demolición por cualquier método;
- Tornillo metálico, o de polímero reforzado con o sin fibras de cualquier tipo, o cerámico;
- Chapa metálica o de polímero reforzado con fibras de cualquier tipo y con un taladro roscado o sin roscar perteneciente y solidaria a estructura suplementaria;
- Material de restitución a base de mortero, hormigón o resina tal que tenga características resistentes menores, iguales o superiores y compatibles con las del hormigón existente

2.- Conector a posteriori definido en reivindicación 1 repetido discretamente o en continuidad en elemento estructural suplementario.

3.- Método de colocación de conexión a posteriori en posición definitiva, o hasta que las armaduras preexistentes lo permitan, mediante el roscado o penetración tal que introduzca el tornillo en el vaciado de hormigón de estructura existente, antes de la restitución del hormigón retirado con material compatible.

DIBUJOS

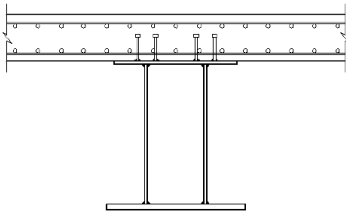


FIGURA 1a

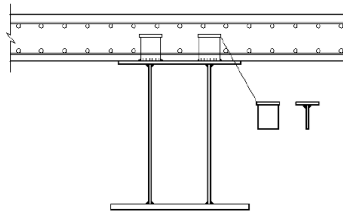
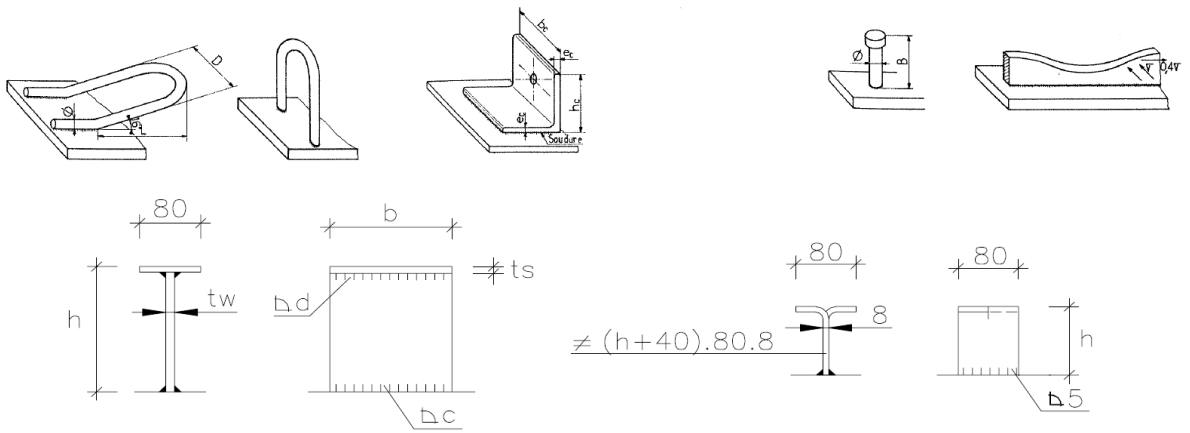


FIGURA 1b



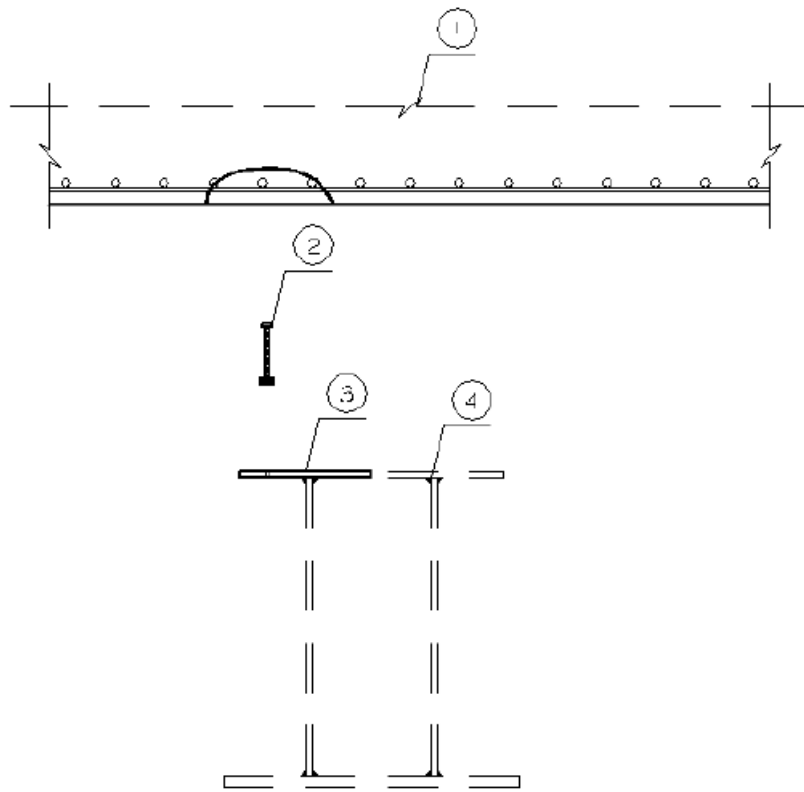


FIGURA 2

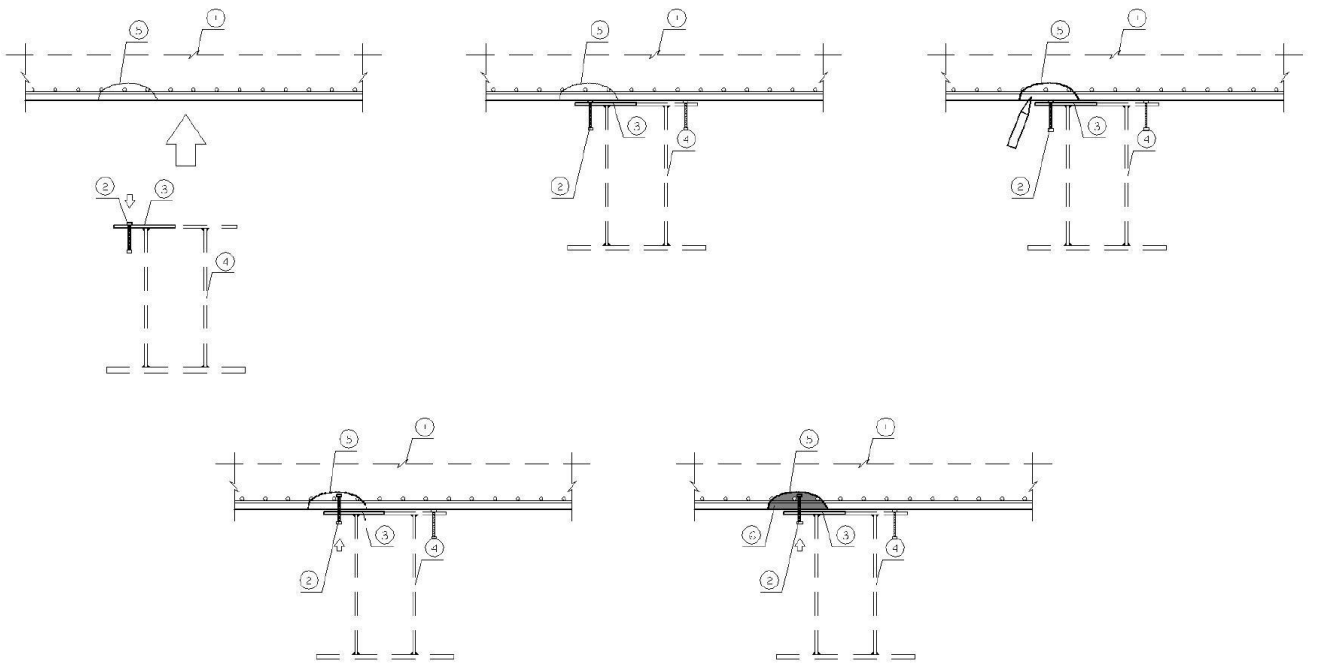


FIGURA 3

RESUMEN

CONECTADOR ESTRUCTURAL A POSTERIORI Y MÉTODO DE CONEXIÓN DE ESTRUCTURA MIXTA

Las estructuras de hormigón existentes se pueden rehabilitar o reforzar mediante el conector a posteriori que conforma la resistencia a rasante y/o de tracción entre estructura existente y estructura suplementaria para conformar un todo uno estructural de trabajo mixta conjunto.

El conector a posteriori se coloca en su lugar tras haber colocado la estructura suplementaria en alveolos configurados mediante hidrodemolición u otro método.

REFERENCIAS

- Adey, B.T., Bailey, S., Das, P.C., O'brien, E.J., & González, A. (2004). Procedures Required for the Assessment of Highway Structures Numerical Techniques for Safety and Serviceability Assessment. *COST345 Report of Working Groups 4 and 5*.
- American Concrete Institute. (2019). ACI 318. In Building code requirements for structural concrete (ACI 318–19) and commentary (ACI 318R-19). *Farmington Hills, MI : American Concrete Institute*.
- Assad, S. (2014). Evaluating the Impact of Bridge Deck Removal Methods on the Performance of I-Girders. *Thesis. University of Nebraska at Lincoln*
- Bernabeu, J. (2004). Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. *Tesis doctoral ETSI Caminos, Canales y Puertos (UPM)*.
- Board, T. R. (1998). Durability of Precast Segmental Bridges: Final Report. *The National Academies Press*.
- Cairns, J., Gehlen, C., Andrade, C., Bartholomew, M., Gulikers, J., Leon, F. J., Matthews, S., McKenna, P., Osterminski, K., Paeglitis, A., & Straub, D. (2011). Condition Control and Assessment of Reinforced Concrete Structures Exposed to Corrosive Environments. *International Federation for Structural Concrete (fib)*.
- CEN. (2018). Eurocode 2 - Part 4 - Design of fastenings for use in concrete. *AFNOR*
- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). Instrucción de Hormigón Estructural EHE-
-

2008. *Boe N° 203*, 704.
- CEB. (1995). Bulletin d'information No. 226. Design of fastenings in concrete, Draft CEB Guide – Part 1 to 3 and Fastenings for seismic retrofitting, State-of-the-art report on Design and application. *FIB*
- Dai, X., Lam, D., Sheehan, T., Yang, J., & Zhou, K. (2018). Use of bolted shear connectors in composite construction. *In Proceedings of the 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures. ASCCS 2018 (pp. 475-482). Editorial Universitat Politècnica de València.*
- Dedić, D., & Klaiber, F. (1984). High-Strength Bolts as Shear Connectors in Rehabilitation Work. *Concrete international*, 6(7), 41-46.
- Fédération International du Béton (fib). (2011). Bulletin No. 58. Design of anchorages in concrete. Guide to good practice. *FIB*
- Fédération International du Béton (fib). (2019). fib Bulletin 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures.
- Fuchs, W., Eligehausen, R., & Breen, J. (1995). Concrete Capacity Design (CCD) Approach for fastening to concrete. *Aci Structural Journal*, 92, 73–94.
- G. Kwon, M.D. Engelhardt, R. E. K. (2011). Experimental behavior of bridge beams retrofitted with post-installed shear connectors. *Bridg. Eng. ASCE*, August, 536–545.
- Godart, B., & Cremona, C. (2001) “Bridge Management in Europe (Brime)” Final Report.” Woodward, R. J., Vassie, P. R., & Godart, M. B. (2000). *Bridge management 4: Inspection, maintenance, assessment and repair*, 12-19.
- González, V., Botero, J. C., Rochel, R., Julián, V., & Martha, Á. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo. *Ingeniería y Ciencia*, 1, 67–76.
- Guazzo, M, Nespolo, E., (2021) Conector para refuerzo de forjados en la construcción. Patente ES1272724Y. *OEPM*.
- Haghani, R. (2013). Needs for maintenance and refurbishment of bridges in urban environments. *Chalmers University of Technology*
- Hällmark, R. (2018). Composite Bridges - Innovative ways of achieving composite action. *Luleå University of Technology*.
- Hällmark, R., & Collin, P. (2019). Post-Installed Shear Connectors: Monitoring a Bridge Strengthened with Coiled Spring Pins. *Structural Engineering International*, 29(2), 225–233.
- Hyland, C. W. K., & Ouwejan, A. (2017). Fatigue of reinforcing bars during hydro-demolition. *Journal of Physics: Conference Series*, 843(1).
- Kreitman, K., Azad, A. R. G., Patel, H., Engelhardt, M., Helwig, T., Williamson, E., & Klingner, R.
-

- (2016). Strengthening existing continuous non-composite steel girder bridges using post-installed shear connectors (No. FHWA/TX-16/0-6719-1).
- Kwon, G. (2008). Strengthening existing steel bridge girders by the use of post-installed shear connectors. *The University of Texas at Austin*.
- Llombart Jaques, J. A. (2017). Viaducto de Ripollet, para el carril Bus-Vao, en la autopista C -58 (Barcelona). *Hormigón y Acero*, 68(282), 81–95.
- Mahrenholtz, P., & Wood, R. L. (2021). Design of post-installed and cast-in-place anchors according to the new EN 1992-4 and ACI 318-19. *Structural Concrete*, 22(2), 650–665.
- Matthews, S. (2007). CONREPNET: Performance-based approach to the remediation of reinforced concrete structures: Achieving durable repaired concrete structures. *Journal of Building Appraisal*, 3(1), 6–20.
- Millanes Mato, F., Ortega Cornejo, M., Pulido Sánchez, I., Salas Fernández-Polanco, S. y Bordó Bujalance, E. (2021) Aplicación de los sistemas mixtos para el refuerzo de patologías en puentes de hormigón, *Hormigón y Acero*, 72(294/295), pp. 249-263.
- Miotto, J., & Dias, A. (2011). Glulam-concrete Composites: Experimental Investigation into the Connection System. *Materials Research*, 14, 53–59.
- Momber, A. (2005). Hydrodemolition of Concrete Surfaces and Reinforced Concrete Structures. *Elsevier*
- NBI. (2010). National Bridge Inventory. *Federal Highway Administration*.
- Nie, J., Wang, J., Gou, S., Zhu, Y., & Fan, J. (2019). Technological development and engineering applications of novel steel-concrete composite structures. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(1).
- Oehlers, D. J. (2004). Design of FRP and steel plated RC structures : retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility. *Elsevier*.
- Oehlers, D. J., Nguyen, N. T., Ahmed, M., & Bradford, M. A. (1997). Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 41(2–3), 235–248.
- Olsson, D. (2017). Achieving Composite Action in Existing Bridges : With post-installed shear connectors. *Luleå University of Technology*.
- Pathirana, S. W., Uy, B., Mirza, O., & Zhu, X. (2016). Bolted and welded connectors for the rehabilitation of composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 125, 61–73.
- Pavlović, M., Marković, Z., Veljković, M., & Bucrossed D Signevac, D. (2013). Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research*, 88, 134–149.
-

- Pavlović, M., Spremić, M., Marković, Z., & Veljković, M. (2016b). Headed Shear Studs versus High-Strength Bolts in Prefabricated Composite Decks. *Composite Construction in Steel and Concrete VII*, 2(October 2015), 687–702.
- Ruben Masquelin; Kevin Diericx. (2018). Characterization of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *Master thesis Universitat de Girona*.
- Serrano Corral, A., & Martínez Calzón, J. (2021). Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural. *Hormigón y Acero*, 72(293), 7–29.
- Shariati, M., Sulong, N. H. R., Arabnejad, M. M. K. H., & Mahoutian, M. (2011). Shear resistance of channel shear connectors in plain , reinforced and lightweight concrete. *Scientific Research and Essays* 6(4), 977–983.
- Shiota, K., Naito, H., Imashio, H., Kanda, K., Repair and Strengthening System for Reinforced Concrete Structure. *Patent Us 2015/01067332 A*
- Suwaed, A., Karavasilis, T., and S. Zivanovic (2016), "Steel-concrete composite structure," *International WIPO Patent No. WO2016/135512A1*.
- Wang, J. J., Tao, M. X., Zhou, M., & Nie, X. (2018a). Force transfer mechanism in RC beams strengthened in shear by means of steel plated concrete. *Engineering Structures*, 171(September), 56–71.
-