

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS DE BARCELONA
Departamento de Ingeniería de la Construcción

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE
DE PUENTES DE DOVELAS DE HORMIGÓN
CON PRETENSADO EXTERIOR Y JUNTA SECA**

Tesis Doctoral presentada por:
JOSÉ TURMO CODERQUE

Dirigida por:
**ÁNGEL C. APARICIO BENGOCHEA
GONZALO RAMOS SCHNEIDER**

Barcelona, Julio de 2003

Tesis
Doctoral
**JOSÉ
TURMO
CODERQUE**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE
DE PUENTES DE DOVELAS DE HORMIGÓN
CON PRETENSADO EXTERIOR Y JUNTA SECA**

Julio
2003

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS DE BARCELONA
Departamento de Ingeniería de la Construcción

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE
DE PUENTES DE DOVELAS DE HORMIGÓN
CON PRETENSADO EXTERIOR Y JUNTA SECA**

Tesis Doctoral presentada por:
JOSÉ TURMO CODERQUE

Dirigida por:
**ÁNGEL C. APARICIO BENGOCHEA
GONZALO RAMOS SCHNEIDER**

Barcelona, Julio de 2003

*A mi familia de Zaragoza
y a mi familia de Barcelona*

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

SUMMARY

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	2

CAPÍTULO 2

OBJETIVOS	5
------------------------	---

CAPÍTULO 3

ESTADO DEL ARTE	7
3.1. BREVE RESEÑA HISTÓRICA.....	7
3.2. EL PRETENSADO EXTERIOR.....	8
3.3. PUENTES DE DOVELAS CON PRETENSADO EXTERIOR Y JUNTA SECA..	9
3.3.1. Razones de la aplicación del pretensado exterior a puentes de dovelas.....	9
3.3.2. Construcción de puentes de dovelas con junta seca.....	10
3.3.3. Comportamiento estructural.....	12
3.3.4. Cálculo y dimensionamiento.....	14
3.4. TRABAJOS REALIZADOS PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS VIGAS DE DOVELAS CON JUNTA SECA.....	17
3.4.1. Investigación bibliográfica de Austin.....	17
3.4.2. Ensayos en laboratorio.....	18
3.4.2.1. Massachusetts Institute of Technology.....	18
3.4.2.2. University of Texas at Austin.....	20
3.4.2.3. Service d'Étude des Structures (SES), CEBTP, Francia	26
3.4.2.4. Universidad Politécnica de Cataluña.....	29
3.5. FORMULACIÓN PROPUESTA PARA EVALUAR LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE LAS JUNTAS.....	32
3.5.1. Massachusetts Institute of Technology.....	32
3.5.2. University of Texas at Austin	33

3.5.3. Service d'Étude des Structures, CEBTP, Francia.....	35
3.5.4. Technical University of Braunschweig.....	36
3.6. MODELIZACIÓN DE PUENTES DE DOVELAS CON JUNTA SECA.....	37
3.6.1. Universidad de Karlsruhe.....	37
3.6.2. Technical University of Hamburg.....	39
3.7. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES.....	40
3.7.1. ATEP: Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior	40
3.7.2. EC-2.....	41
3.7.3. AASHTO.....	42
3.8. HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS.....	42

CAPÍTULO 4

CAMPAÑAS EXPERIMENTALES REALIZADAS POR EL GRUPO DE PUENTES DE BARCELONA.....

4.1. INTRODUCCIÓN.....	47
4.2. OBJETIVOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....	48
4.3. ENSAYOS DE PANELES.....	48
4.3.1. Diseño de los paneles.....	
4.3.2. Fabricación.....	51
4.3.3. Materiales.....	52
4.3.4. Instrumentación.....	53
4.3.5. Configuración de los ensayos.....	53
4.3.6. Comportamiento de los paneles durante los ensayos.....	58
4.3.6.1. Ensayos de rozamiento.....	58
4.3.6.2. Ensayos de cohesión.....	60
4.3.6.3. Ensayos de junta cerrada.....	62
4.3.6.4. Ensayos de junta abierta.....	63
4.4. ENSAYOS DE VIGAS.....	65
4.4.1. Diseño de los ensayos.....	65
4.4.2. Fabricación.....	68
4.4.3. Materiales.....	70
4.4.4. Instrumentación.....	71
4.4.5. Configuración de los ensayos.....	73
4.4.6. Comportamiento de las vigas durante los ensayos.....	74
4.3.6.1. Serie de ensayos V1.....	74
4.3.6.2. Serie de ensayos V3.....	85
4.5. CONCLUSIONES.....	90

CAPÍTULO 5

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PANELES.....

5.1. INTRODUCCIÓN.....	93
5.2. ANÁLISIS DE LOS PANELES POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	93
5.2.1. Modelización de las juntas.....	93
5.2.2. Modelización del material.....	96
5.2.2.1 Modelo de plasticidad.....	97
5.2.2.2. Fisuración distribuida (smeared crack model).....	99

5.2.2.3. Fisuración distribuida (total strain crack model).....	101
5.2.3. Modelización de los paneles.....	102
5.2.4. Análisis.....	103
5.2.5. Resultados de los análisis.....	104
5.2.5.1. Simulación de los ensayos de rozamiento.....	104
5.2.5.2. . Simulación de los ensayos de cohesión.....	106
5.2.5.3. . Simulación de los ensayos de junta cerrada.....	111
5.2.5.4. . Simulación de los ensayos de junta abierta.....	114
5.3. ANÁLISIS DE LA FORMULACIÓN EXISTENTE PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS JUNTAS SECAS.....	118
5.4. CONCLUSIONES.....	123
CAPÍTULO 6	
ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS.....	125
6.1. INTRODUCCIÓN.....	125
6.2. ANÁLISIS CRÍTICO DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.....	125
6.3. ANÁLISIS DE VIGAS POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	130
6.3.1. Análisis numérico de las vigas V1 y V3 modelizando la junta con su geometría..	130
6.3.1.1. Modelización ensayos V1-35.....	132
6.3.1.2. Modelización ensayos V1-70.....	142
6.3.1.3. Modelización ensayos V3.....	144
6.3.2. Análisis numérico de las vigas modelizando la fisuración en el seno de la dovela	149
6.3.4. Análisis numérico de las vigas usando un modelo de junta plana.....	159
6.4. CONCLUSIONES.....	163
CAPÍTULO 7	
APLICACIÓN DEL MODELO AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTES DE DOVELAS CON JUNTA SECA	165
7.1. INTRODUCCIÓN.....	165
7.2. APLICACIÓN DEL MODELO DE JUNTA PLANA AL ESTUDIO DE PUENTES.....	165
7.2.1. Puente isostático.....	166
7.2.2. Puente hiperestático.....	178
7.3. MODELO DE PUENTE ISOSTÁTICO CON FISURACIÓN DISCRETA.....	191
7.4. CONCLUSIONES.....	193
CAPÍTULO 8	
CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	195
8.1. INTRODUCCIÓN.....	195
8.2. CONCLUSIONES.....	196
8.2.1. Conclusiones referentes a los ensayos de vigas y paneles.....	197
8.2.2. Conclusiones referentes a los modelos.....	198
8.2.3. Conclusiones referentes al cortante último respuesta.....	199
8.2.4. Conclusiones referentes a los criterios de dimensionamiento.....	200
8.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	203

CAPÍTULO 9	
BIBLIOGRAFÍA.....	205
ANEJOS	
ANEJO A	
ARMADO DE LAS VIGAS.....	215
ANEJO B	
RESUMEN DE RESULTADOS.....	221
ANEJO C	
VALORES EMPLEADOS EN EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD	
RESISTENTE DE LAS JUNTAS SECAS DE LOS ENSAYOS.....	227

AGRADECIMIENTOS

En 1998, recién titulado, andaba yo vacilante barajando la posibilidad de embarcarme en la realización de una tesis doctoral en la Universidad Politécnica de Cataluña, que se prometía larga y difícil. Se me había pronosticado una investigación de cinco años de duración, y por aquel entonces, ese periodo me parecía una eternidad. Fue el Profesor Carlos Alonso el que me ayudó a salir de mi indecisión. Afirmó categóricamente que si el Profesor Ángel C. Aparicio había aceptado dirigirme la tesis, me había tocado la lotería. Ante semejante aseveración, mis dudas se dirimieron y decidí ir a cobrar el premio. Lo que en ese momento no podía imaginar era la cuantía del mismo. Durante estos cinco años, el Profesor Ángel C. Aparicio no sólo se ha dedicado a formarme como ingeniero e investigador, sino que en todo momento se ha preocupado de mi futuro académico y personal, y lo que es más importante, me ha proporcionado en su persona un modelo de profesor universitario e ingeniero al que, ojalá un día, llegue a parecerme.

No menos importante en mi formación ha sido la labor del Profesor Gonzalo Ramos, que, con infinita paciencia y abnegada dedicación, me ha ido instruyendo en el campo de los puentes, del proyecto y del pretensado exterior. Su generosidad ha permitido que no se escatimaran medios para realizar esta investigación y su certera dirección ha sido imprescindible para culminar esta tesis.

El Dr. Ravindra Gettu, durante estos cinco años ha sido una persona cercana, generosa con su tiempo y siempre dispuesto a resolver las dudas que le consultaba. Muy acertadamente me introdujo en el mundo de las fibras de acero y, una vez allí, no me dejó solo. Quedaré siempre agradecido a sus sabios consejos y a su labor como Director del Laboratorio de Tecnología de Estructuras. Los ensayos presentados en esta tesis, jamás hubieran visto la luz sin su intervención.

Dos agradecimientos más para otras dos personas a las que culpo de los cinco años que he pasado en Barcelona. El primero, para el Profesor Carlos Alonso, el cual hizo que no me conformara con todo lo que él me había enseñado de puentes y de hormigón armado y pretensado en la Universidad de Cantabria, sino que me animó de modo entusiasta a que continuara mi formación en Barcelona. El segundo para el Profesor Antonio R. Marí, que me aconsejó paciencia cuando la beca que había solicitado al Ministerio no terminaba de llegar.

No quiero dejar de mencionar al Profesor Nemkumar Banthia, bajo cuya dirección comencé a instruirme en la técnica de los trabajos experimentales y que puso a mi disposición todos los medios materiales y humanos para que mi estancia estival en la Universidad de British Columbia fuera lo más fructífera posible. También quiero recordar al Profesor John E. Breen, de la Universidad de Texas at Austin, el cual me abrió su biblioteca personal y me facilitó todo tipo de información acerca de los extensos trabajos y estudios desarrollados por él y su equipo sobre puentes de dovelas, resistencia de juntas secas y pretensado exterior.

Gracias también a Sira Llopart, a Tomás Polo y a Joel Piernagorda, los tres Ingenieros de Caminos a cuyas Tesinas de Especialidad debe mucho esta tesis. Gracias a los técnicos del Laboratorio de Tecnología de Estructuras, Miguel Ángel Martín, Carlos Hurtado y Ernesto Díaz, que colaboraron activamente y con ilusión en la realización de los ensayos.

Gracias a los profesores del Departamento de Ingeniería de la Construcción, Antonio Aguado, Luis Agulló, Joan Ramon Casas, Enrique Mirambell, Esther Real y Pere Roca; a mis compañeros del Departamento, Alejandro Alarcón, Bryan E. Barragán, Carlos Camargos, Javier A. Charry, Gustavo Chío, Antoni Cladera, Mariela Cordero, Imma Estrada, Miren Etxeberria, Tomàs García y Eva Oller y al personal de Administración y del Laboratorio; que me han acompañado a lo largo de todo este tiempo.

Gracias a mis compañeros de la Universidad de Castilla-La Mancha, Ana M. Ruiz Terán y Carlos M. Mozos. Es una suerte estar rodeado de amigos en el trabajo y una gran alegría que también me acompañen en la defensa de mi tesis doctoral.

Gracias a mis amigos de Zaragoza, a mis amigos de Santander, a mis amigos de Lieja, a mis amigos de Barcelona, a mi familia de Zaragoza y a mi familia catalana. Gracias a Isa. Sé que últimamente no he podido dedicaros toda la atención a la que os tenía acostumbrados. Gracias por vuestra comprensión y por vuestro apoyo incondicional. Espero empezar pronto a compensaros por todo el tiempo que os adeudo.

A todos, gracias.

Gracias de todo corazón.

Destacar que este trabajo ha sido posible merced a la beca de Formación de Profesorado Universitario que me fue concedida por parte de la Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica del Ministerio de Educación y Cultura.

Agradecer asimismo la financiación recibida del proyecto de investigación concedido por el Ministerio de Fomento, de título “Estudio teórico-experimental de la transferencia de cortante en vigas de dovelas de hormigón reforzado con fibras, con pretensado exterior y junta seca”.

RESUMEN

Este trabajo de investigación presenta un estudio sobre el comportamiento de los puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y juntas secas conjugadas, centrándose en el estudio de la respuesta a sollicitaciones de flexión y cortante combinados, en servicio y en rotura. Se evalúa, asimismo, la posibilidad de sustituir total o parcialmente la armadura convencional de las dovelas tras la inclusión de fibras metálicas en el hormigón.

Para ello se realizaron ensayos sobre paneles, para evaluar la resistencia de las juntas conjugadas, y ensayos de vigas con distinto grado de pretensado sometidas a flexión y a cortante. Tanto de vigas como de paneles, se fabricaron dos series paralelas, una realizada con hormigón convencional y otra con hormigón reforzado con fibras de acero. Tanto los resultados obtenidos en estos ensayos, como los de los ensayos encontrados en la bibliografía, se han comparado con la variada formulación existente para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas conjugadas propuesta por distintos investigadores y normativas.

De entre todos los modelos de junta estudiados, todos ellos basados en el Método de los Elementos Finitos, finalmente se han puesto a punto dos modelos para estudiar la transmisión de cortante entre juntas conjugadas. Un modelo elaborado con elementos tipo junta a los que se les confiere un comportamiento de rozamiento coulombiano y que modeliza la junta (y sus llaves conjugadas) con su geometría. Otro modelo de junta plana que modeliza el comportamiento medio de la junta en la zona de llaves con elementos tipo junta dotados de un modelo de comportamiento de rozamiento cohesivo. Estos modelos de junta han sido calibrados y aplicados al estudio de los ensayos.

El primer modelo de junta ha sido aplicado al estudio de los ensayos de paneles. Los dos modelos de junta han sido aplicados al estudio de los ensayos realizados sobre vigas, de los que se ha realizado un completo análisis no lineal en teoría de segundo orden, incluyendo el comportamiento no lineal de los materiales. El modelo de junta plana ha sido usado en el estudio de dos ejemplos de puentes, uno isostático y otro continuo.

De todo lo anterior se han extraído conclusiones referentes al modelo de análisis, a la resistencia de las juntas, al armado de las dovelas y al comportamiento global de este tipo de estructuras.

SUMMARY

This work presents a study of the behaviour of segmental concrete bridges with external prestressing, focussing on the response under combined flexure and shear, in the service and ultimate limit states. The possibility of replacing entirely or partially the conventional reinforcement of the segments through the incorporation of steel fibres in the concrete is also evaluated.

Tests have been performed on panels to evaluate the resistance of castellated dry joints, and on large-scale beams with different levels of prestressing for evaluating the response under flexure and shear. The tests were conducted on conventional and steel fibre reinforced concretes. The results obtained in these tests, as well as those found in the literature, have been compared with several design formulas for evaluating the load-carrying capacity of dry castellated joints. The formulas that gave the best predictions have been identified and used further in the analysis of bridge girders.

Two models have been used within the framework of the Finite Element Method for simulating the transmission of shear along joints between match-cast segments. In one of the approaches, the geometry of the joints (and the shear keys) is represented with interface elements with Coulomb frictional behaviour. In the other approach, the global behaviour of the key zone of the joint is represented by flat interface elements with cohesive frictional behaviour. These joint models have been calibrated using the results of the experiments.

A complete analysis was performed taking into account the geometric nonlinearities and the non-linear behaviour of the materials. The flat joint model has been used in the study of two bridges, one simply supported highway bridge and another five-span highway bridge.

The results of the experimental and numerical analyses have led to significant conclusions regarding the modelling of the keys, load-carrying capacity of the joints, reinforcement detailing in the segments and the global behaviour of segmental structures with dry castellated joints.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El pretensado exterior es una técnica que se remonta a los orígenes del pretensado. Tras una serie de realizaciones, el escaso desarrollo de los medios de protección del acero provocó la aparición de problemas de corrosión en varios de estos puentes. Estos problemas propiciaron la casi desaparición de esta técnica hasta finales de los años setenta, cuando resurgió, tanto en los Estados Unidos de América, como en Europa.

El empleo del pretensado exterior en puentes de dovelas con junta seca, sin pretensado interior adherente, da lugar a una tipología estructural singular asociada a vanos de luces medias y que tiene como principal característica la vertiginosa rapidez de su proceso constructivo.

El primer ejemplo construido es el puente Long Key de Florida, inaugurado a principio de los ochenta. Desde entonces, y aun cuando se han construido numerosos puentes, aún quedan lagunas importantes en cuanto al comportamiento en rotura de estas estructuras solicitadas conjuntamente a flexión y cortante.

El pretensado exterior se caracteriza por su condición de no adherente y por estar vinculado al hormigón en puntos discretos de la estructura. Estas características invalidan el cálculo seccional del incremento de deformación del acero activo en rotura, habiéndose de calcular teniendo en cuenta la deformación global del tablero. Esta falta de adherencia limita el incremento de tensión en el acero activo en Estado Límite Último, y la ausencia de armadura pasante que atraviesa la junta entre dovelas hace que, bajo cargas de diseño, las juntas entre dovelas se abran. La transmisión de cortante a través de la junta abierta es un

problema que no ha sido satisfactoriamente resuelto. Las distintas recomendaciones y normativa dan valores muy dispares para evaluar la resistencia de las juntas. La distribución de armadura a disponer en las inmediaciones de la junta abierta también suscita controversia.

En el área experimental, se han ensayado en varios laboratorios diversos modelos de paneles y vigas. Los resultados obtenidos confirman el buen comportamiento de este tipo de estructuras, pero, evidentemente, no es posible extrapolar directamente estos resultados a estructuras a escala real. La experimentación, en este caso, sirve básicamente para verificar los modelos numéricos y para detectar posibles fenómenos que puedan escapar a la modelización efectuada. En este sentido hay que destacar el esfuerzo hecho por la Cátedra de Puentes de Barcelona, que lleva desde finales de los años ochenta trabajando con las estructuras con pretensado exterior, tanto en el plano experimental, como a nivel numérico.

1.2. ESTRUCTURA DE LA TESIS

En este trabajo de investigación se presenta un estudio sobre el comportamiento estructural de los puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca, haciendo especial hincapié en su capacidad resistente a cortante, encontrándose los objetivos específicos del trabajo detallados en el capítulo 2.

Las principales conclusiones extraídas de la investigación bibliográfica de los trabajos desarrollados por otros investigadores acerca de los mecanismos de transmisión de tensiones tangenciales en estas estructuras y de la normativa vigente han sido resumidas en el capítulo 3.

En el capítulo 4 se describen unos ensayos de cortante realizados sobre paneles de hormigón convencional para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas. Allí mismo se describen ensayos realizados sobre vigas con distinto grado de pretensado sometidas a flexión y a cortante, diseñadas con objeto de estudiar el comportamiento estructural en las inmediaciones de la junta abierta. En este mismo capítulo se describen unos ensayos realizados con hormigón reforzado con fibras metálicas. Ensayos a cortante sobre paneles para evaluar el potencial incremento de resistencia y ductilidad de las juntas aportado por las fibras. Ensayos a flexión y cortante sobre vigas para estudiar la posibilidad de sustitución total o parcial de la armadura de cortante en estas estructuras.

En el capítulo 5 se presentan los análisis numéricos de los paneles, realizados con el método de los elementos finitos, junto con un análisis de la formulación existente para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas conjugadas propuesta por distintos investigadores y normativas.

En el capítulo 6 se presentan los análisis numéricos de las vigas ensayadas, realizadas con el método de los elementos finitos.

En el capítulo 7 se aplica el modelo al estudio de dos puentes, uno isostático y otro hiperestático.

En el capítulo 8 se presenta un resumen detallado de todo el trabajo desarrollado en esta tesis y de las principales conclusiones extraídas.

La relación completa de la bibliografía consultada se encuentra en el capítulo 9.

CAPÍTULO 2

OBJETIVOS

El objetivo fundamental de este trabajo es profundizar sobre el comportamiento estructural de los puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca, evaluando su capacidad resistente a flexión y cortante combinados.

Conocer el comportamiento de este tipo de estructuras permitirá equipararlas a otras más clásicas y, por tanto, más estudiadas, como son las estructuras monolíticas de hormigón armado y de hormigón pretensado adherente. Ello repercutirá en abrir al proyectista un abanico de técnicas a utilizar que permitan proyectos más económicos y duraderos.

Para ello se plantean los siguientes objetivos:

-Realizar una exhaustiva recopilación bibliográfica, a fin de obtener una visión de conjunto del tema, estableciendo el punto de partida y las lagunas a cubrir.

-Obtención de resultados experimentales para interpretar la diferente y dispar formulación existente en la normativa y la literatura para evaluar la capacidad última de las llaves conjugadas y de las juntas en las que éstas se encuentran.

-Determinar cuál es en las juntas de secciones cajón el ancho del forjado eficaz susceptible de transmitir cortante por rozamiento.

-Verificación de la hipótesis de que la resistencia a cortante se alcanza simultáneamente en todas las llaves de manera que la resistencia de la junta es la suma de la resistencia de cada llave.

-Estudiar el comportamiento de la junta cuando se incluyen fibras en la matriz de hormigón y registrar los beneficios inducidos en resistencia y ductilidad.

-Estudiar el comportamiento de la junta y de las llaves conjugadas en elementos estructurales.

-Estudiar la armadura necesaria para resistir el cortante en el seno de la dovela tras la apertura de junta. Determinar si es necesario o no incluir la armadura de suspensión en las proximidades de la junta abierta.

-Verificar si estructuralmente es factible la sustitución de toda o parte de la armadura convencional en este tipo de vigas tras la inclusión de fibras en el seno del hormigón.

-Calibración de un modelo de junta con el que poder estudiar la distribución de cortantes entre llaves.

-Disponer de un modelo de junta capaz reproducir el comportamiento de las juntas entre dovelas y sus llaves

-Disponer de un modelo de juntas y sus llaves conjugadas para poder estudiar la distribución de tensiones en las mismas.

-Disponer de un modelo capaz de representar el comportamiento de puentes de hormigón con pretensado exterior y junta seca, que tenga en cuenta el comportamiento no lineal del hormigón en compresión y los efectos de la no linealidad geométrica, considerando desplazamientos finitos y planteando el equilibrio de la estructura en la posición deformada. Este último punto es fundamental para la correcta evaluación de los efectos del pretensado exterior, pues la evaluación relativa de los tendones con respecto a la estructura es variable con la carga.

-Obtención de datos experimentales con los que calibrar el modelo numérico con el fin de validarlo.

-Estudiar diversos ejemplos a fin de conocer el comportamiento de estas estructuras en rotura, obteniendo el incremento de pretensado en estados avanzados de carga, y viendo cómo influye el esquema estático.

-Extraer conclusiones tanto del modelo numérico, como del comportamiento de estas estructuras, sobre todo en estados de carga cercanos a la rotura.

-Realizar recomendaciones sobre futuras líneas de investigación que puedan complementar este trabajo y que ayuden al mejor conocimiento de la técnica del pretensado exterior.

CAPÍTULO 3

ESTADO DEL ARTE

3.1. BREVE RESEÑA HISTÓRICA

El pretensado exterior en puentes se aplicó por primera vez en 1936, cuando el ingeniero alemán Franz Dischinger lo aplicó en el puente Adolf Hitler, en Aue (Alemania) [WITTFOHT (1984)]. Tras éste se construyeron muchos puentes más todavía en servicio, entre los que hay que destacar el puente sobre el río Duero en Almarail, proyecto de D. Eduardo Torroja y D. Alfredo Páez y construido en 1955 [ATEP (1970)]; pero los problemas de corrosión de los tendones frenaron la aplicación de esta técnica durante los años sesenta y setenta. Sin embargo, el pretensado exterior se ve de nuevo potenciado por su aplicación para refuerzo de puentes y para la construcción de edificios de contención de centrales nucleares. En efecto, esta técnica se empieza a aplicar nuevamente para reforzar diversos puentes construidos por la técnica de los voladizos sucesivos, donde la infravaloración de la fluencia había causado fisuración y deformaciones excesivas [VIRLOGEUX (1993a)] o en puentes con problemas de corrosión de tendones [BRUGGELING (1990)]. Además, en Estados Unidos se utiliza el pretensado no adherente como una técnica interesante para la construcción de edificios de contención de centrales nucleares, por las ventajas que presenta la no adherencia entre acero y hormigón a la hora de realizar una inspección y un posible retesado [APARICIO (1995)].

Al final de los años setenta, Fritz Leonhardt propone usarlo en los puentes construidos por empuje de dintel como un pretensado exterior provisional de construcción centrado (puentes de Aiguilly, Bléré y Koilu) o antagónico al pretensado interior definitivo (puente de Sathorn) [VIRLOGEUX (1990)]. Fue Jean Muller quien a principio de los años ochenta

diseña el Long Key Bridge, en Florida (figura 3.1), donde el pretensado exterior fue aplicado por primera vez a un puente de dovelas prefabricadas con juntas secas. Desde entonces se han construido muchos puentes con luces medias con pretensado exterior en Europa y Estados Unidos, la mayoría de ellos con dovelas prefabricadas [APARICIO, RAMOS (1993)].

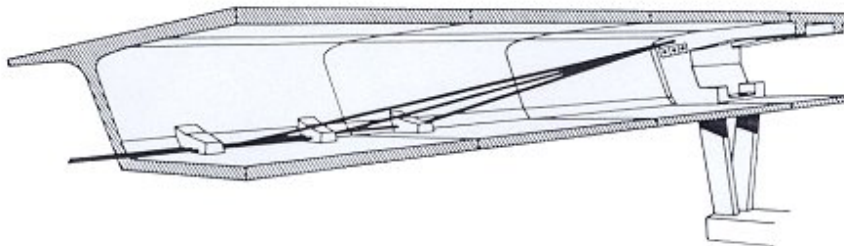


Figura 3.1. Long Key Bridge. Disposición del pretensado exterior

3.2. EL PRETENSADO EXTERIOR

El pretensado exterior no adherente es una técnica de presolicitación donde los cables quedan dispuestos fuera de la sección transversal de hormigón. El trazado de los cables no es parabólico, sino poligonal, cambiando de dirección en los desviadores, como se aprecia en la figura 3.1. Se diferencia por tanto del pretensado interior, en el cual los tendones discurren dentro de la sección y donde la inyección de mortero asegura la compatibilidad entre acero y hormigón; y del atirantamiento inferior y del pretensado extradosado donde los tirantes superan el canto de la pieza. Es, por consiguiente, un pretensado constituido por tendones de armadura postesa, anclados mediante anclajes similares a los utilizados en pretensado convencional en determinados puntos de la estructura, donde los tendones, normalmente de acero duro en cordón, discurren entre los anclajes contactando con el tablero del puente, además de en éstos, en puntos discretos denominados desviadores, ejerciéndose las fuerzas compensatorias del pretensado sólo sobre estos puntos determinados [APARICIO (1995)]. El número de estos desviadores resulta de un compromiso entre el peso que introducen en la estructura y la posibilidad de adoptar un trazado de los tendones homotético a la ley de momentos flectores.

La corrosión, que en su día fue la causa de que el pretensado exterior cayera en desuso, se evita introduciendo los tendones en vainas e inyectándolas posteriormente. Las vainas

pueden ser principalmente de polietileno de alta densidad (PEHD) o metálicas. Entre los productos utilizados para las inyecciones destacan las ceras petrolíferas y el mortero de cemento. Otra posible protección contra la corrosión consiste en el empleo de monotorones autoprottegidos, con un atractivo añadido que consiste en que su tesado se puede realizar con un gato alevín fácilmente manejable [APARICIO, RAMOS (1993)].

3.3. PUENTES DE DOVELAS CON PRETENSADO EXTERIOR Y JUNTA SECA.

3.3.1. Razones de la aplicación del pretensado exterior a puentes de dovelas

En los puentes convencionales de dovelas con pretensado interior adherente, donde la única armadura que cruza la junta es el pretensado interior, la protección contra la corrosión se confía a la inyección de la vaina y a la resina epoxy, que se extiende a mano sobre la superficie de contacto de las dovelas (figura 3.2). La colocación de esta resina, que requiere unas condiciones ambientales específicas para su polimerización, se realiza de forma manual y previamente a la colocación de la dovela contigua. Para asegurar un adecuado contacto entre las dos dovelas y para expulsar el excedente de resina en la junta se aplica a las dovelas contiguas un pequeño pretensado parcial con barras [ROBERTS (1993)]. Todo esto implica que la colocación de la resina es una tarea engorrosa que requiere bastante tiempo, impide construir en tiempo frío y entraña riesgos de que la resina no cumpla con su cometido, bien por una colocación ineficiente de la resina, bien por una mezcla inadecuada de sus componentes [NEWS-RECORD (1979)].

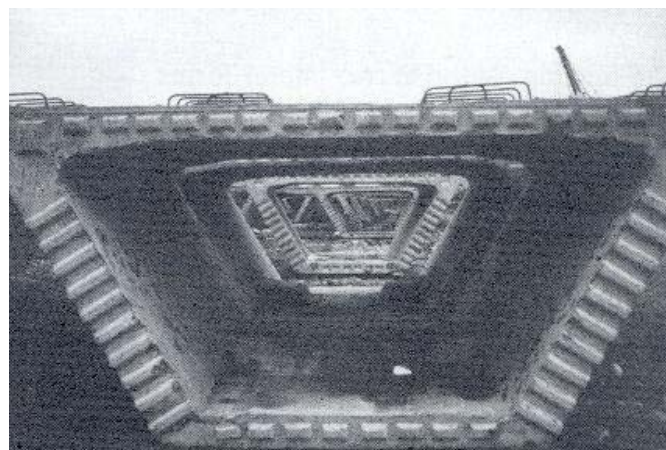


Figura 3.2. Dovela con llaves de cortante [MULLER (1993)].

El hecho de que la vaina de pretensado no atraviese las almas de la sección, facilita la labor de hormigonado [BRUGGELING (1990)], permitiendo la vibración por aguja de manera más cómoda y evitando la aparición de coqueras por acumulación de aire bajo las vainas [APARICIO (1995)]. El volumen y el peso de las dovelas prefabricadas impide la posibilidad de una vibración eficiente del molde, imponiéndose la vibración por aguja.

Las pérdidas por rozamiento son menores que las del pretensado interior [VIRLOGEUX (1990)]. En el pretensado convencional influyen dos variables, el ángulo girado por su trazado, voluntariamente diseñado, así como los ángulos no deseados que toma la vaina entre puntos de amarre que dan lugar a desviaciones parásitas. En el pretensado exterior, al presentar un trazado recto entre anclajes y desviadores, no existen desviaciones parásitas [APARICIO (1995)].

Además, el estado de un puente con pretensado exterior se puede evaluar mediante sencillas técnicas de auscultación, que van desde la inspección visual hasta medir la tensión del cable con el método de la cuerda vibrante [APARICIO (1995)].

La consideración de todas estas ventajas citadas anteriormente da como fruto una nueva tipología estructural de puente: el puente de dovelas prefabricadas de hormigón con pretensado exterior y junta conjugada, cuya principal aportación es la rapidez de su proceso constructivo, y cuyo primer ejemplo construido fue el Long Key Bridge, en Florida, con una longitud total de 3,7 kilómetros y 103 vanos de unos 36 metros [MULLER (1980)].

3.3.2. Construcción de puentes de dovelas con junta seca

Los puentes de dovelas sin pretensado interno, sin armadura pasante, sólo con pretensado exterior, que no necesitan resina epoxy ya que la protección contra la corrosión se la confieren las vainas y la inyección, permiten la puesta en práctica de un “nuevo” sistema constructivo. En éste, las dovelas son prefabricadas en un parque, proveyendo a las mismas de unas pequeñas indentaciones (de entre 4 y 6 centímetros de altura [AASHTO (1989)]) en el alma y en los forjados a modo de machihembrado (figura 3.2). En obra, las dovelas son colocadas a tope unas con otras sobre una cimbra y ensambladas por el pretensado, pasándose tras esta etapa la cimbra o la celosía metálica al vano siguiente (figura 3.3). Las luces de construcción son unas luces medias de unos 40 metros, siendo la limitación el peso y el precio de la cimbra. Para aprovechar las economías de este tipo de construcción, se requiere que los puentes sean largos [VIRLOGEUX (1990)]. La longitud

de las dovelas varía entre 2,5 y 6 metros, siendo su longitud determinada por el proceso de transporte desde el parque de prefabricación hasta la obra (por carretera en un caso, por barcazas en otro). La principal ventaja de este tipo de puentes es la rapidez del proceso constructivo, ya que, al no tener que extender la resina a mano, todas las dovelas que componen un vano se ponen una a continuación de la otra y se pretensan, siendo el ritmo medio de dos vanos por semana [PODOLNY (1982)]. La normativa americana limita el empleo de juntas secas a zonas con climas cálidos. En Estados Unidos, donde en muchos casos no existe capa de rodadura, la resina se le asigna la misión de evitar que el agua entre en las juntas y se congele. En España, la existencia de una capa de rodadura e impermeabilización evita la entrada de agua en las juntas.

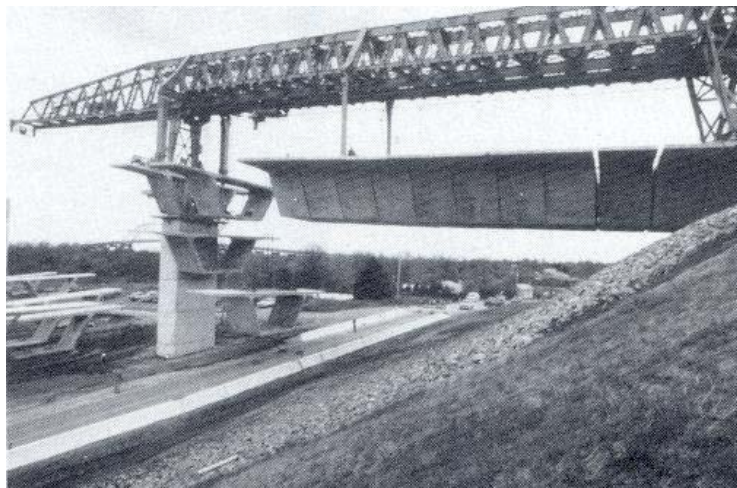


Figura 3.3. Construcción de un puente de dovelas con junta seca [CORVEN(1993)].

Otra limitación del proceso constructivo es la curvatura del vano, que forzosamente está limitada por la cimbra o viga auxiliar en la que se apoya, que es recta.

El proceso de fabricación de las dovelas requiere el uso de costosos medios auxiliares que permiten que la geometría del puente se consiga en el parque de prefabricación. La dovela ya hormigonada se usa como encofrado de la nueva dovela a hormigonar, que será la que se encuentre a su lado en el puente construido. De esta manera, la geometría de las dos caras en contacto se adaptará perfectamente. Un sistema de gatos orienta la dovela hormigonada para que una vez puesta en obra las dovelas, el vano refleje el trazado de proyecto. [THOMPSON (1998)]. Hay que extremar las precauciones durante todas estas

manipulaciones de las dovelas, ya que las pequeñas llaves conjugadas, que no van armadas debido a su pequeño tamaño, son muy sensibles al impacto, requiriendo muchas veces engorrosas obras de reparación.

3.3.3. Comportamiento estructural

Sin necesidad de explicar el procedimiento de cálculo exhaustivamente en este apartado, se ha de comprender que cualquier deformación en el acero se reparte a lo largo de la longitud del cable (o al menos entre dos extremos que puedan considerarse fijos), ya que no hay adherencia con el hormigón. Esto implica que la tensión en el acero se incrementa, pero no tanto como en las estructuras con pretensado interior.

Ante cargas de servicio, estos puentes se dimensionan para que cumplan el estado límite de descompresión, y las secciones mantengan una compresión mínima de $\sigma_n=0,5$ MPa y las juntas permanezcan cerradas. Así, también se cumple el criterio de deformabilidad, los incrementos de tensión en el cable son despreciables, no hay problemas de fatiga ni en cables ni en anclajes y no se produce deslizamiento entre vainas y desviadores, ya que existe un cierto rozamiento entre ellos que los pequeños incrementos de tensión no logra vencer [RAMOS (1994)].

Cuando la sobrecarga aumenta hasta alcanzar los niveles de Estado Límite Último las juntas se abren ostensiblemente (figura 3.4), la estructura pierde rigidez rápidamente y alcanza una flecha considerable. Estas deformaciones no se transmiten a los tendones cuya



Figura 3.4. Junta abierta en fase de prerrotura. LTE-UPC

tensión apenas se ve incrementada. Al existir rozamiento entre tendones y desviadores cada tramo de cable que compone la poligonal va aumentando su tensión de manera independiente hasta que llegado un momento las diferencias de tensión entre dos tramos contiguos de cable superan el rozamiento y se produce el deslizamiento [RAMOS (1994)]. Las recomendaciones para tener en cuenta estos incrementos de tensión para su aplicación en proyecto según APARICIO y RAMOS (1993) son de 110 MPa en caso de puentes isostáticos, y de 40 MPa en caso de puentes continuos, incrementos claramente inferiores a los de los tendones internos adherentes. Algunos códigos llegan a despreciar totalmente estos incrementos de tensión [BPEL-91 (1992)].

Además no hay armadura pasiva que cruce la junta. De ahí que los momentos flectores tengan que ser resistidos bien por más armadura activa bien por mayores tensiones iniciales en el acero siendo, no el ELS de descompresión, sino el ELU de solicitaciones normales el que guía el diseño. En este sentido, se han hecho intentos de mejorar el comportamiento de este tipo de puentes en ELU adhiriendo mediante resina epoxi distintos tipos de tejidos sintéticos que impidieran la apertura de la junta [ALARCÓN (2002)].

La transferencia de cortante a través de juntas abiertas es un tema más complejo. La teoría universalmente aceptada propone que el cortante es transmitido a través de las juntas por forjados y almas mediante dos mecanismos cualitativa y cuantitativamente diferentes. El primero representa la fuerza de rozamiento que surge cuando dos superficies planas y comprimidas intentan deslizarse la una contra la otra y que es proporcional a las compresiones actuantes, llamándose este factor de proporcionalidad, coeficiente de rozamiento μ_1 . El segundo recoge el efecto del apoyo de las llaves conjugadas. Estas llaves permiten la transferencia de cortante cuando están en contacto una con otra, comportándose como unas pequeñas ménsulas de hormigón en masa, ya que su pequeño tamaño impide que estén adecuadamente armadas. La resistencia a cortante de estas llaves por unidad de área es lo que se llama cohesión c . Si sobre estas llaves están actuando tensiones de compresión σ_n , la ménsula de hormigón en masa será ahora una ménsula pretensada, incrementándose la tensión tangencial última de manera proporcional a la compresión. A este factor de proporcionalidad, siguiendo la terminología de Fouré [FOURE (1993)], lo llamaremos rozamiento interno μ_2 .

El cortante último respuesta de la junta está íntimamente relacionado con las sollicitaciones normales y con el momento flector actuante. Para la misma carga actuante, (igual cortante e igual momento flector en la junta) cuanto mayor sea la tensión en el acero, mayor será la compresión en el hormigón y más baja será la fibra neutra (con momentos positivos), incrementando la resistencia a cortante. Con momento flector creciente, las juntas se abren y las llaves van perdiendo contacto poco a poco, reflejándose en el término de la cohesión sólo aquellas que se encuentran en contacto. Es práctica común controlar la proporción de la zona comprimida en ELU en las secciones con juntas abiertas, de manera que permanezca comprimida al menos dos tercios del canto en secciones con momentos negativos [HUANG (1993)]. En algunas normas, esta limitación se impone a todas las juntas de la estructura [EC-2 1-5 (1996)]

3.3.4. Cálculo y dimensionamiento.

El comportamiento en prerrotura de las estructuras con pretensado exterior es claramente no lineal, siendo en general un modelo de análisis lineal insuficiente para estudiar y dimensionar a éstas. Además, la deformabilidad de este tipo de dovelas y pretensado exterior no pueden ser evaluados con métodos convencionales de análisis no lineal [VIRLOGEUX (1993b)].

En ATEP (1996) se proponen tres métodos para calcular estas estructuras, que se exponen a continuación en orden de complejidad creciente:

- Cálculo lineal y elástico de esfuerzos y evaluación de la respuesta de la estructura a nivel seccional. Para determinar el valor del incremento de la tensión del acero de pretensado en ELU con respecto a la del estado permanente en el cálculo de la respuesta de la estructura, se pueden consultar los trabajos del Prof. Ramos y del Prof. Aparicio. [APARICIO, RAMOS (1993)].
- Cálculo plástico, deduciendo los incrementos de tensión de la armadura a partir de la flecha plástica de la estructura.
- Análisis no lineal de la estructura con programas de cálculo adecuados . Entre éstos cabe destacar aquél cuya formulación queda recogida en RAMOS (1994), por el grado de precisión que logra en el análisis.

En el dimensionamiento de juntas no encoladas se minorará la resistencia a compresión del hormigón en un 15%, para reflejar el posible contacto irregular de las caras entre dos dovelas unidas a hueso [ATEP (1996)].

La evaluación de la resistencia a cortante de las juntas abiertas, se puede realizar mediante la ecuación 3.1

$$V_u = A_f' \cdot \sigma_{nm} \cdot \mu_1 + A_{kc} \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_{nm} + c) + A_{kt} \cdot c \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde: V_u es el cortante último respuesta

A_f' es el área de forjado comprimido susceptible de transmitir cortante

σ_{nm} es la tensión normal media aplicada en una superficie

μ_1 es el coeficiente de rozamiento entre dos superficies

A_{kc} es el área de llaves que están en la zona comprimida de la sección.

μ_2 es el coeficiente de rozamiento interno

c es el término de la cohesión

A_{kt} área de las llaves en la zona de tracción que se encuentran físicamente en contacto

Aunque cualitativamente es un fenómeno bien comprendido, los distintos autores y normativa dan diferentes valores de μ_1 , μ_2 y c , que conducen a valores del cortante último respuesta que varían en proporción de dos a uno. Todos ellos coinciden en despreciar la resistencia de las llaves de centrado de los forjados, pero difieren al evaluar el área del forjado comprimido susceptible de transmitir cortante A_f' . El cortante se transmite por el forjado comprimido para algunos autores [FOURÉ (1993b)] y sólo a través de la parte del forjado comprimido próximo a las almas para otros [VIRLOGEUX (1993c)]. (Figura 3.5)

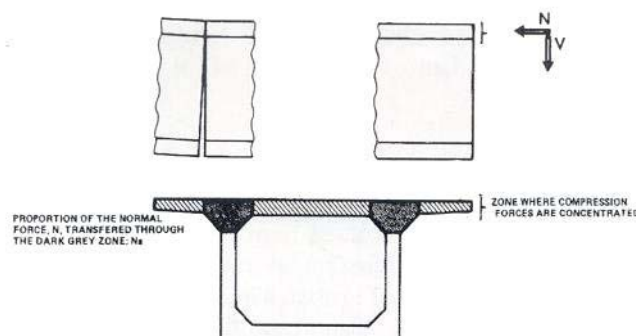


Figura 3.5. Zona comprimida de una sección (gris claro)
Zona comprimida de una sección susceptible de transmitir cortante (gris oscuro)
[VIRLOGEUX (1993c)]

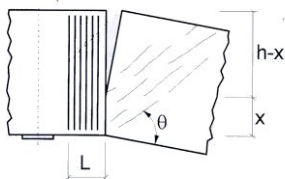
Conocer la resistencia a cortante de este tipo de puentes es importante ya que el hecho de que las vainas se encuentren dispuestas fuera del alma suele permitir el dimensionamiento de éstas estrictamente por cortante. En puentes con pretensado interno, el ancho de las almas suele quedar definido por condicionamientos geométricos de recubrimiento de las vainas y no por resistencia.

En cuanto al armado transversal de la propia dovela entre juntas abiertas, se recomienda colocar una armadura de suspensión que ayude a colgar las bielas de cortante [VIRLOGEUX (1993c), ATEP (1996)]. Gráficamente esta armadura de suspensión se ve justificada en la figura 3.6. Sin embargo, ningún estudio teórico ni experimental avala la necesidad de esta armadura. Es más, tanto los ensayos efectuados en la UPC [GÓMEZ (1995), ANLLÓ (1996)], como los realizados en Saint-Rémy-lès-Chevreuse [FOURE (1993a)], parecen reflejar un mapa de fisuras (figura 3.7) distintas a las dibujadas en la figura 3.6.a.



Figura 3.6.a

Bielas de cortante con flexión positiva



SI NO EXISTE DESCOMPRESION PARA M_d CONCOMITANTE CON V_d
 $x \geq h \rightarrow S_d = 0$

Figura 3.6.b

Bielas de cortante con flexión negativa [ATEP (1996)]

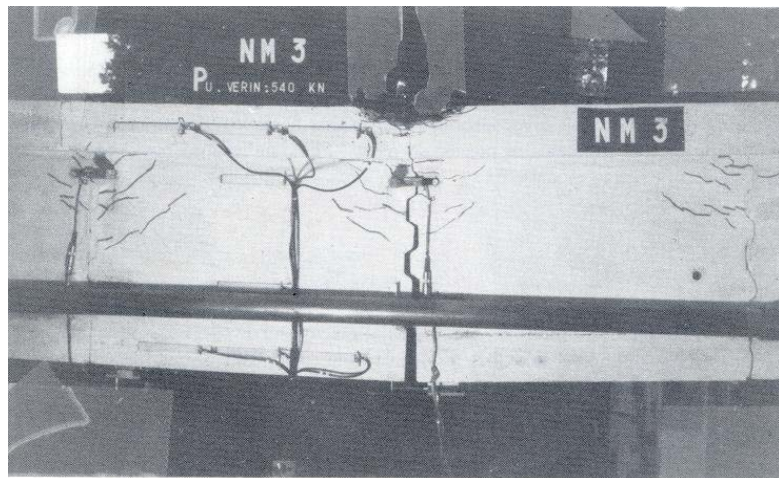


Figura 3.7. Fisuras previas a la rotura [FOURE 1993a]

3.4. TRABAJOS REALIZADOS PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS VIGAS DE DOVELAS CON JUNTA SECA.

3.4.1. Investigación bibliográfica de Austin

La investigación bibliográfica realizada en la Universidad de Austin en Texas [KOSEKI (1983), ROBERTS 1983)] sobre la resistencia a cortante de vigas de dovelas con junta seca y llave conjugada abarca tres temas fundamentales.

En primer lugar, la teoría del cortante fricción. Se recogen en estos estudios variedad de coeficientes de rozamiento para juntas entre hormigones en función de la rugosidad de la superficie, que varían desde 1,4 según Mast, de Concrete Technology Corp. de Tacoma, para hormigón vertido sobre hormigón endurecido con rugosidad en la superficie, hasta 0,7, para hormigón vertido sobre hormigón liso. Los coeficientes de rozamiento también difieren según las fuentes consultadas, variando para un hormigón vertido sobre una superficie de hormigón lisa del 0,7 ya apuntado por Mast hasta el 0,4 preconizado en el PCI Design Handbook. ACI 318-77 y AASHTO dan valores para el coeficiente de rozamiento entre hormigones que varían entre 0,7 y 1,0. En estos últimos valores aparece de forma implícita el valor del efecto pasador de las armaduras que potencialmente pueden cruzar las juntas entre hormigones.

El segundo tema fundamental de esta investigación bibliográfica es el coeficiente de rozamiento μ_1 hormigón-hormigón en juntas entre elementos prefabricados con pretensado exterior. Franz, del Karlsruhe Technical College, postula que el coeficiente de rozamiento es independiente de la fuerza normal aplicada sobre una superficie e independiente de la excentricidad de la resultante (existencia de momentos flectores). Jones (Cement and Concrete Association in England) añade que el coeficiente de rozamiento es constante hasta un nivel de tensiones de unos 20 Mpa.

Por último este estudio se centra sobre la resistencia de juntas con llaves conjugadas. Las llaves sinusoidales o triangulares tienen una resistencia menor que las llaves trapezoidales. La relación de dimensiones de la llave, es importante a la hora de determinar su resistencia, recomendando valores mayores para la relación d/h mayores de 0,125 (Figura 3.8). Si se cumple esta condición la rotura de la llave es total (shear off). Llaves con h muy grande rompen localmente por una esquina sin romper globalmente.

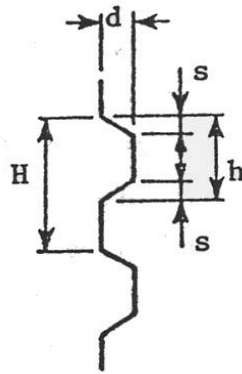


Figura 3.8. Parámetros que definen geoméricamente una llave conjugada

En relación con la resistencia de las juntas con llaves conjugadas, Koseki [KOSEKI (1983)] describe unos ensayos realizados por Kupfer, Güchenberger y Daschner de Munich, los cuales ensayaron a cortante vigas con juntas de llaves conjugadas unidas con epoxi y con un mortero especial. La rotura a compresión del alma pone de manifiesto que la capacidad a cortante no quedó comprometida por la presencia de llaves encoladas con epoxi.

3.4.2. Ensayos en laboratorio.

3.4.2.1. Massachussets Institute of Technology [BUYUKOZTURK (1990)]

En el MIT se realizaron ensayos para determinar el coeficiente de rozamiento entre caras de hormigones. También se estudió el comportamiento de una única llave conjugada sometida a diferentes presiones de confinamiento. Para esto, se ensayaban unas probetas compuesta de dos piezas cada una sometidas a cortante, adaptadas del ensayo de corte directo (push off), como se observa en la figura 3.9. Se estudió tanto el comportamiento de llaves secas como el efecto de la resina epoxy en la transmisión de fuerzas a través de la junta. Las tensiones normales se inducían por medio de una barra de pretensado y variaban entre $\sigma_{mn}=0,68$ MPa y $\sigma_{mn}=3,40$ MPa. La geometría de la llave era $h=9,9$ cm, $s=1,9$ cm, $d=3,175$ cm.

Se utilizaron seis probetas de hormigón convencional (figura 3.9a) de $f_c'=48,95$ MPa, sin epoxi, para medir el coeficiente de rozamiento entre juntas lisas de hormigones [BACKHOUM (1991)]. Estos investigadores encuentran coeficientes de rozamiento que

varían entre $\mu_1=0,8$ para $\sigma_{mn}=0,68$ MPa y $\mu_1=0,5$ para $\sigma_{mn}=3,40$ MPa. Ellos entienden que la resistencia al deslizamiento que desarrollan dos superficies es función de las protuberancias e imperfecciones que tienen y que se encuentran en contacto. El coeficiente de rozamiento dependerá de la rugosidad de las superficies, pero si de alguna manera estas imperfecciones se ven aplastadas por altas tensiones de confinamiento, el coeficiente de rozamiento podría disminuir.

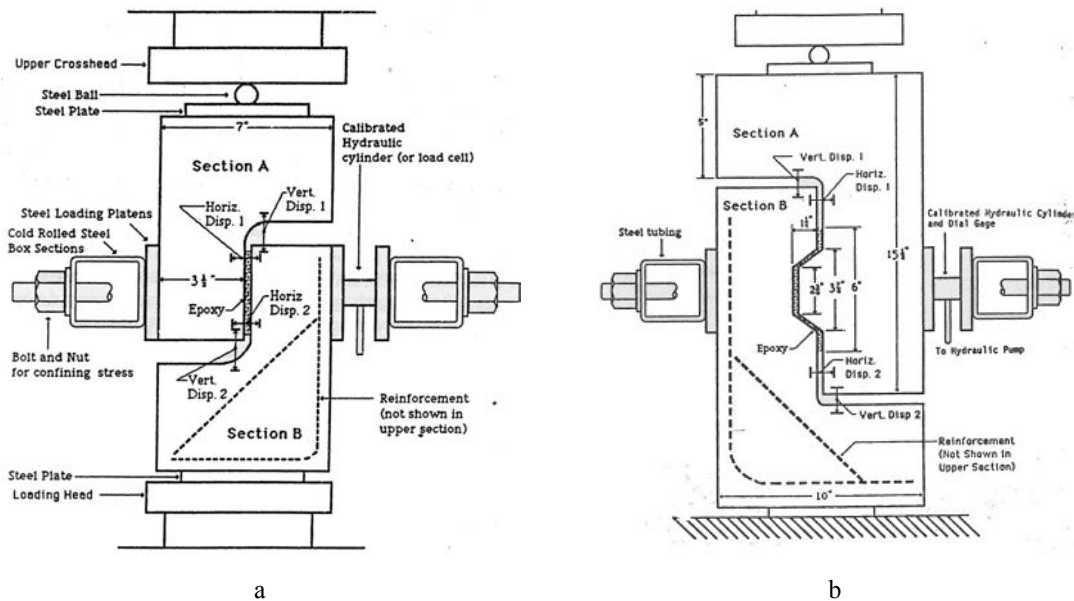


Figura 3.9. Ensayos del MIT
[BUYUKOZTURK (1990)]

Otros 14 ensayos se realizaron para evaluar la resistencia de las llaves con junta seca. [BACKHOUM (1991)]. En estos ensayos, se produce una primera fisura en la base de la llave que progresa a unos 45° , fisura que viene acompañada por una pérdida de rigidez de la probeta. A medida que la carga sigue incrementándose, aparece fisuración diagonal distribuida en el plano de unión entre la llave y el cuerpo principal de la probeta, fisuración que provocará el total desgarramiento de la llave. La rotura se produce para un deslizamiento de 0,6-0,7 mm.

Además, se realizaron ensayos con hormigones reforzados con distintos tipos de fibras de acero (FlexTen straight fibre y Dramix hooked end fibre), en distintas cuantías (1% / 1,5% / 2% en volumen) y sometidos a distintas presiones de confinamiento que variaban entre $\sigma_{mn}=0,68$ MPa y $\sigma_{mn}=3,40$ MPa. En concreto se estudió el comportamiento de las llaves secas conjugadas con la probeta de la figura 3.9b, con hormigones cuya resistencia

variaba entre $f_c'=45$ MPa y $f_c'=58$ MPa [BEATTIE (1989)]. Se constatan incrementos notables de resistencia, mayores en el caso de fibras no rectas, que llegan a 31 % en hormigones con $V_f=1\%$ y a 67,5% con $V_f=2\%$. También se producen incrementos de ductilidad y de tenacidad. Se apunta que la eficiencia de las fibras es menor a medida que aumentan las tensiones de compresión.

3.4.2.2. University of Texas at Austin

Koseki [KOSEKI, (1983)] ensayó unos paneles de 7,5 cm de ancho y 50cm de alto realizados con microhormigones de una resistencia a la compresión de $f_c'=49$ Mpa (Escala 1/4). Consistió en una serie de siete ensayos, de los cuales había un panel de control monolítico, tres tenían junta seca y tres tenían juntas con resina epoxy. Dos paneles, representados en la figura 3.10, estaban provistos de ocho llaves de tamaño $h=2,5$ cm; $s=0,5$ cm; $H= 4,0$ cm; $d=1$ cm (uno de ellos con epoxy y otro con junta seca) y otros dos tenían junta lisa (uno de ellos con epoxy y otro con junta seca). Otros dos, cuyos resultados no interesan a este estudio, estaban provistos de una única llave de gran tamaño. Los paneles fueron ensamblados con pretensado exterior no adherente.

Para los paneles sin resina epoxy y junta lisa, a los que se les aplicaba una tensión media de compresión de $\sigma_{nm}=2,86$ Mpa, el coeficiente de rozamiento μ_1 medido en el primer deslizamiento fue 0,55. Las superficies de contacto quedaron intactas.

En el panel con llaves y sin resina, para una tensión media de compresión de $\sigma_{nm}=2,91$ MPa, la tensión tangencial de rotura fue $\tau_u=5,51$ MPa. Las llaves quedaron destrozadas (shear off) y fueron rompiéndose progresivamente.

Los paneles con resina epoxy, con una tensión normal media de $\sigma_{nm}=2,97$ MPa fallaron para unas tensiones tangenciales que variaban de $\tau_u=6,65$ MPa, para el panel sin llaves, hasta $\tau_u=7,11$ MPa para el panel con llaves. El panel de control monolítico, con una tensión normal media de $\sigma_{nm}=2,89$ MPa, falló para una tensión de $\tau_u=6,78$ MPa. En estos últimos paneles, la rotura se produjo por una combinación de cortante en la junta y aplastamiento en el apoyo, con unos patrones de fisuración muy similares para todos ellos.

Del estudio de los paneles con una única llave se concluye que en una junta la presencia de muchas llaves pequeñas es mucho más eficaz que la existencia de pocas llaves, pero más grandes.

Ramírez [RAMÍREZ, (1989)] estudió el comportamiento de vigas formadas por dos únicas dovelas, provistas de juntas conjugadas secas y con epoxy. Las piezas fueron pretensadas con tendones no adherentes rectilíneos embebidos en el seno del hormigón. Las vigas se ensayaron a cortante con tres relaciones entre la luz de cortante a y el canto de la viga d ($a/d = 1,5 / 2,5 / 3,5$). En total se ensayaron trece vigas con sección en I asimétrica, como se muestra en la figura 3.11, cuatro de las cuales eran monolíticas y el resto de dovelas. El canto de las vigas era de 0,56 m y la luz de 3,35 m (esbeltez 1/6). En la junta se dispuso llaves conjugadas de cortante en el alma y llaves de centrado en los forjados superior e inferior. Se dispusieron nueve llaves de dimensiones $h=3,2$ cm, $s=0,65$ cm las llaves, $d=1,90$ cm. La resistencia a la compresión f'_c fue de 50 Mpa.

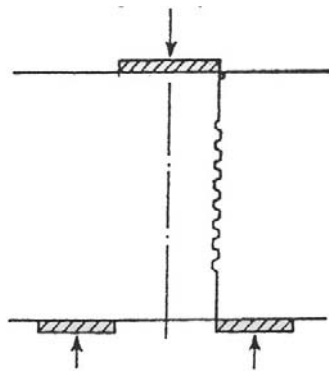


Figura 3.10. Ensayos de paneles de Koseki con llaves conjugadas

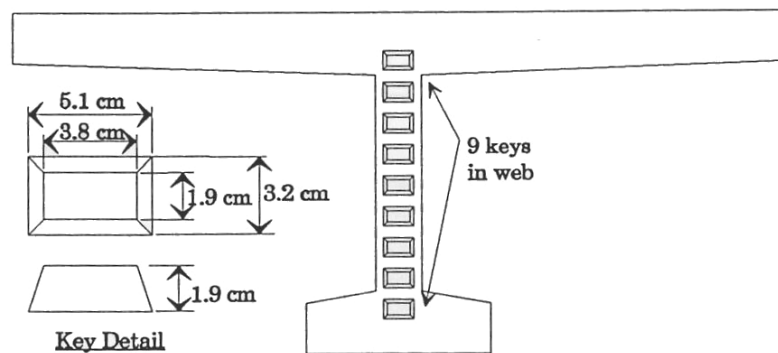


Figura 3.11. Sección transversal de la viga de Ramírez y detalle de las llaves conjugadas

El mapa de fisuras de la viga con relación $a/d=1,5$ fue muy similar a la de la viga monolítica con la misma relación a/d . Las fisuras cruzaron la junta, y el alma terminó rompiendo por compresiones excesivas del alma para tensiones en el alma tan bajas como 7,52 MPa. También se observó desborcillamiento (spalling) en la cabeza superior debido a la presencia de llaves de centrado. Ramírez afirma que eso prueba que existe transmisión de cortante por la cabeza superior. Las llaves de las almas aparecen seriamente dañadas debidas a la rotura por compresión del alma. El análisis de las deformaciones de los cercos de cortante instrumentados es confuso.

En el ensayo de la viga con relación $a/d=2,5$ ninguna fisura cruzó la junta. A pesar de la profusa fisuración por cortante, la rotura se produjo por aplastamiento de la cabeza de compresión. El gráfico que muestra las deformaciones medidas en los cercos de cortante relacionadas con el nivel de carga es confuso. Éste muestra deformaciones de hasta un 8‰

en los cercos que cruzaban la gran fisura que atravesaba el alma desde su parte inferior contigua a la junta hasta el punto de carga.

Dos aspectos a considerar en la viga con relación $a/d=3,5$: no hubo fisuración de cortante que cruzara la junta y la fisuración que se produjo entre la junta y el punto de carga tenía forma de arco. La viga rompe por compresiones excesivas en el forjado superior.

El comportamiento de las vigas monolíticas (con la armadura pasiva longitudinal interrumpida donde en las otras vigas se encuentra la junta) y las encoladas con resina epoxi es muy similar a las de junta seca. De hecho tanto los mapas de fisuración, las formas de rotura y las cargas últimas son prácticamente iguales.

Un denominador común de todos los ensayos, es la formación de una fisura inclinada principal que empieza en la base de la junta y se propaga hacia el punto de carga. Tras la apertura de junta inicial, las rotaciones se concentran en la fisura inclinada, esto es, la junta no se abre en la zona del alma, en detrimento de esta gran fisura de cortante que acumula todas las deformaciones.

En el análisis de resultados, Ramírez postula que tras la plastificación de los cercos y la apertura de junta, son dos los mecanismos que se superponen para resistir el cortante. Una parte es soportada por los cercos, plastificados tras la apertura de junta (y no tras la aparición de fisuración diagonal), que toman la componente vertical de la biela que baja hasta el ala inferior. La componente horizontal de dicha biela es absorbida por barras #4 (#4 ~Ø12) dobladas en patilla o por armadura pasiva adherentes con una placa de anclaje embebida en la viga. La otra parte es resistida por el efecto arco, siendo este último el preponderante antes del fallo por cortante (vigas con relación $a/d=1,5$). Esta preponderancia del efecto arco, siempre según Ramírez, podría variar entre otras cosas, en función del contenido de cercos. Hay que destacar que en las otras vigas (relaciones $a/d=2,5$ y $a/d=3,5$) la plastificación de los cercos no supone en ningún caso la penetración de la fisura de cortante en la cabeza comprimida, exponiéndose que las roturas se producen por compresiones excesivas en la cabeza comprimida. En la figura 3.13 se muestra una figura en la que se representa la parte de cortante soportada por los cercos y por efecto arco en función del cortante actuante. En la figura 3.14 se ve gráficamente el modelo utilizado para explicar la transmisión de cortante.

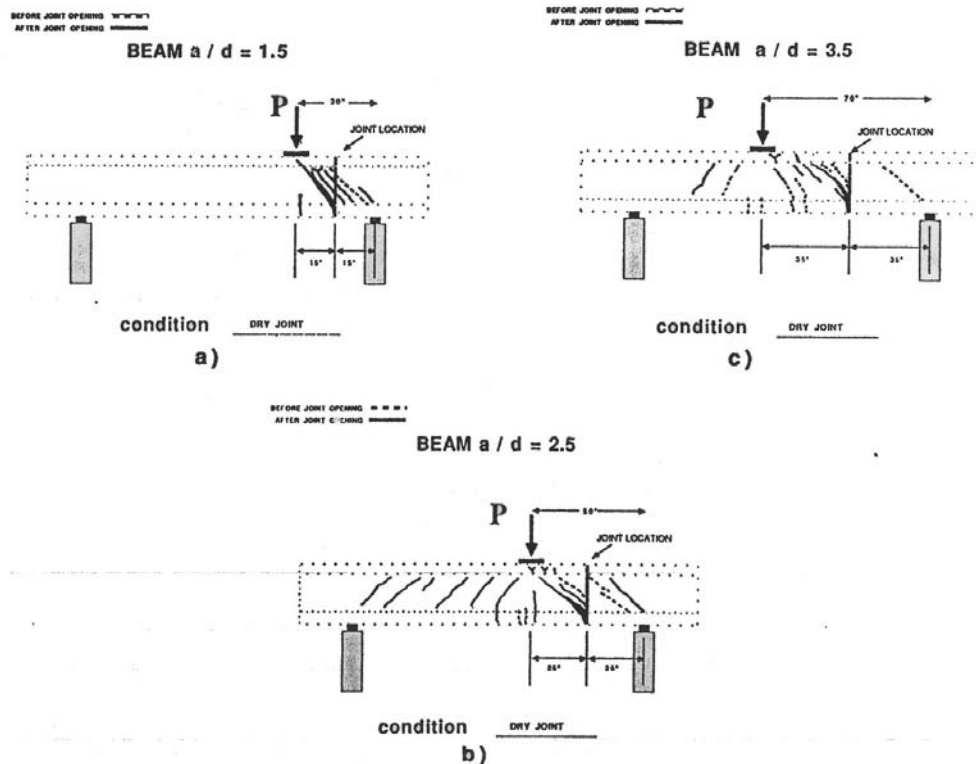


Figura 3.12. Fisuración observada en los ensayos de vigas en función de la relación a/d [RAMÍREZ, (1989)].

En el análisis de resultados, Ramírez postula que tras la plastificación de los cercos y la apertura de junta, son dos los mecanismos que se superponen para resistir el cortante. Una parte es soportada por los cercos, plastificados tras la apertura de junta (y no tras la aparición de fisuración diagonal), que toman la componente vertical de la biela que baja hasta el ala inferior. La componente horizontal de dicha biela es absorbida por barras #4 (#4 ~Ø12) dobladas en patilla o por armadura pasiva adherentes con una placa de anclaje embebida en la viga. La otra parte es resistida por el efecto arco, siendo este último el preponderante antes del fallo por cortante (vigas con relación $a/d=1,5$). Esta preponderancia del efecto arco, siempre según Ramírez, podría variar entre otras cosas, en función del contenido de cercos. Hay que destacar que en las otras vigas (relaciones $a/d=2,5$ y $a/d=3,5$) la plastificación de los cercos no supone en ningún caso la penetración de la fisura de cortante en la cabeza comprimida, exponiéndose que las roturas se producen por compresiones excesivas en la cabeza comprimida. En la figura 3.13 se muestra una figura en la que se representa la parte de cortante soportada por los cercos y por efecto arco en

función del cortante actuante. En la figura 3.14 se ve gráficamente el modelo utilizado para explicar la transmisión de cortante.

Entre las conclusiones, además de sugerir el empleo de armadura longitudinal distribuida para controlar la apertura de la fisuración por cortante, se encuentra la siguiente recomendación: “Los estribos de una dovela tienen que dimensionarse para que cada mitad de la dovela sea capaz de transmitir la totalidad del cortante que produce la apertura de junta debido a una carga concentrada aplicada sobre esa dovela usando sólo el armado transversal del alma”.

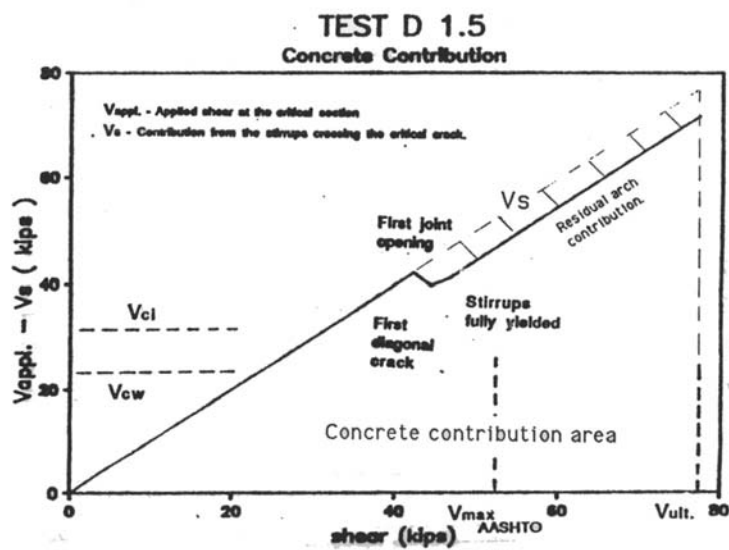


Figura 3.13. Cortante resistido por estribos verticales y por el efecto arco [RAMÍREZ, (1989)].

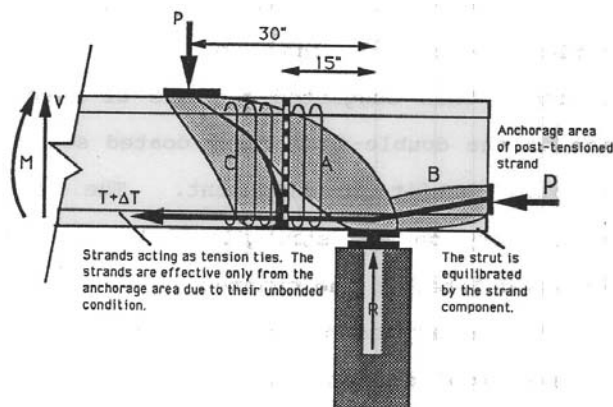


Figura 3.14. Modelo para explicar la transmisión de cortante tras la apertura de junta [RAMÍREZ, (1989)].

MacGregor [MACGREGOR, (1989)] realizó un ensayo de un modelo a escala 1/4 de un puente continuo de tres vanos con dovelas y pretensado exterior. El puente era de sección cajón de 6,85 m de luz y 0,40 m de canto (esbeltez 1/17). Las dovelas, diez por vano, tenían una longitud de 0,69 m y una anchura de almas de 2*0,086 m; y fueron provistas de 2*8 llaves de dimensiones $H=4,57$ cm, $h=3,05$ cm, $s=0,51$ cm, $d=1,27$ cm. La sección transversal de la viga se representa en la figura 3.15. En un vano exterior las juntas entre dovelas eran secas, y en el otro vano están unidas con resina epoxy.

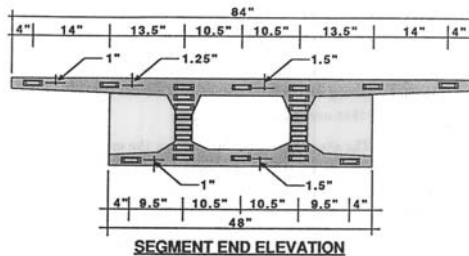


Figura 3.15. Sección transversal de viga continua de tres vanos [MACGREGOR (1989)].

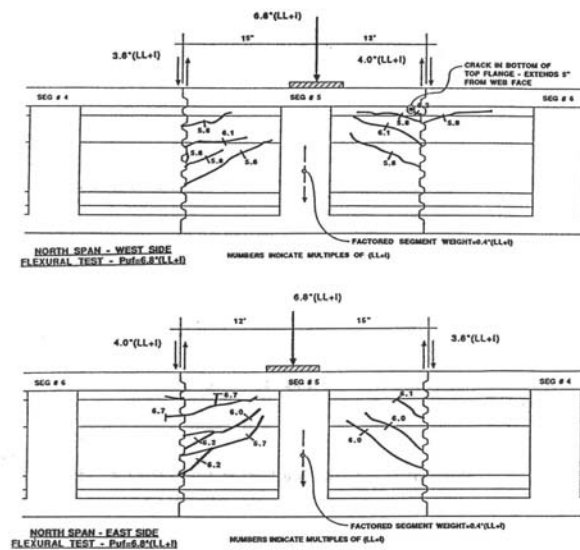


Figura 3.16. Fisuración observada en los ensayos de vigas continuas ante cargas concentradas [MACGREGOR (1989)].

Cada uno de los vanos se ensayó por separado y cada uno de estos ensayos se produjo en dos fases. En una primera fase se cargó el vano extremo con dos gatos, hasta un punto cercano a la rotura (medido en función de la disminución global de rigidez), tras lo cual se descargaba. En la segunda fase, la carga se concentraba en una sola dovela, intentando buscar un colapso por cortante. En ambas fases, se descomprimían primero las juntas centrales y luego las de la zona de apoyos, habiendo una cierta redistribución de momentos flectores, aunque en ningún caso se formaban rótulas perfectamente plásticas como se desprende del análisis de la figura 3.17. Esta figura recoge las curvas que relacionan los momentos flectores actuantes en las secciones críticas con el nivel de carga, y ninguna de ellas tiene tangente horizontal para cargas últimas. En todas las fases se produce la rotura por alcanzar la resistencia a flexión, rompiendo el forjado comprimido por solicitaciones

normales excesivas. No hay diferencias apreciables de resistencias entre los dos vanos (con y sin epoxi). En los ensayos a flexión la junta seca se abre limpiamente, y las juntas con resina fisuran a flexión siguiendo el estribo vertical próximo a las llaves. Aunque en los ensayos no se es capaz de producir un fallo por cortante, aparece fisuración diagonal junto a las juntas abiertas por momentos positivos, que no llegan hasta el forjado inferior (Figura 3.16).

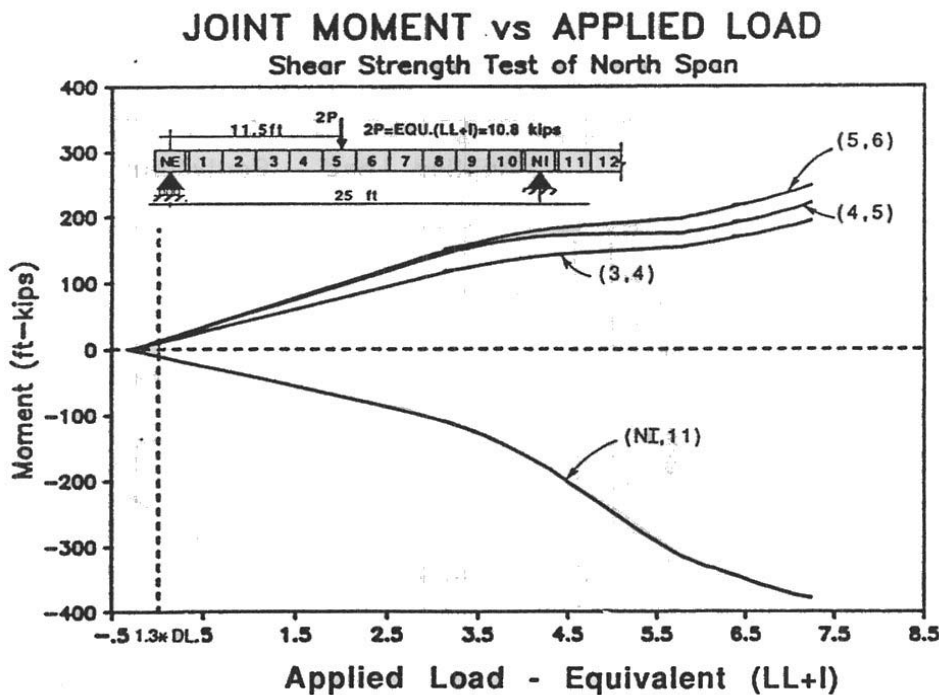


Figura 3.17. Momentos flectores en las juntas en función del nivel de carga [MACGREGOR (1989)].

3.4.2.3. Service d'Etude des Structures (SES), CEBTP, Francia

En [FOURÉ (1993b)] aparecen reflejados tres trabajos experimentales realizados en Saint-Rémy-lès-Chevreuse: ensayos de paneles con junta conjugada, ensayos de una viga cajón con junta abierta y ensayo a cortante de la llave de un forjado comprimido.

En primer lugar se ensayó a cortante un panel, representado en la figura 3.18, de 3,35 m de altura y 0,45 m de anchura, formado por tres subpaneles dotados de diez llaves de forma sinusoidal por junta. Las juntas fueron embadurnadas con una mezcla de resina a la que no se había añadido el endurecedor, con el fin de obtener un efecto lubricante en lugar del efecto de adherencia. La resistencia a compresión era de 44 MPa y la resistencia a la

tracción (splitting) de 3,5 MPa. Los subpaneles fueron ensamblados por medio de tendones inclinados no adherentes que proporcionaban una tensión media de compresión $\sigma_{nm}=2,79$ MPa. Bajo cargas crecientes y debido a la geometría especial de las llaves, se produjo el deslizamiento y la separación entre caras de junta, por lo que al final las fuerzas eran transmitidas sólo por apoyos entre las llaves. La rotura se produce por cortante a lo largo de la junta, para un cortante último V_u de 6,270 MN. El área de rotura A_k era de 0,405 m², por lo que la rotura se produjo para una τ_u de 15,48 MPa y unas tensiones de compresión de $\sigma_{nm}=10,34$ MPa.

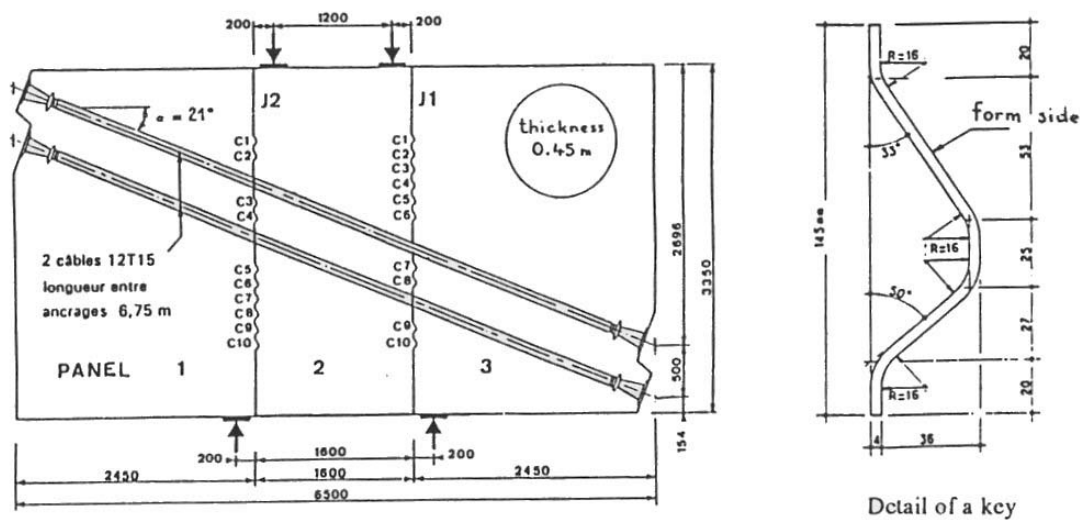


Figura 3.18. Ensayos de paneles con llaves sinusoidales [FOURÉ (1993b)].

Además se realizaron dos ensayos sobre vigas cajón con junta abierta (OH 2 y OH 3) para determinar la resistencia a cortante de vigas de dovelas en cajón provistas de llaves conjugadas trapezoidales de dimensiones $h=7,0$ cm, $s=1,0$ cm y $d=2,0$ cm. Para cada ensayo, se ensamblaron tres dovelas por medio de dos barras de pretensado que producían una fuerza de compresión de 1,0 MN y cuya excentricidad se escogió para producir una gran apertura de junta. La resistencia del hormigón era de $f_c=39$ MPa y la resistencia a la tracción $f_{ct}=2,9$ MPa.

La disposición del ensayo queda reflejada en la figura 3.19. En OH 3, después de la rotura de una junta (junta oeste), el deslizamiento fue mecánicamente impedido y se volvió a cargar hasta obtener la rotura de la otra junta (junta este) en OH 3 bis. La posición de la

fibra neutra en las juntas en el momento de la rotura se determinó a partir de las medidas de la apertura de junta y de la deformación del hormigón en la cabeza superior.

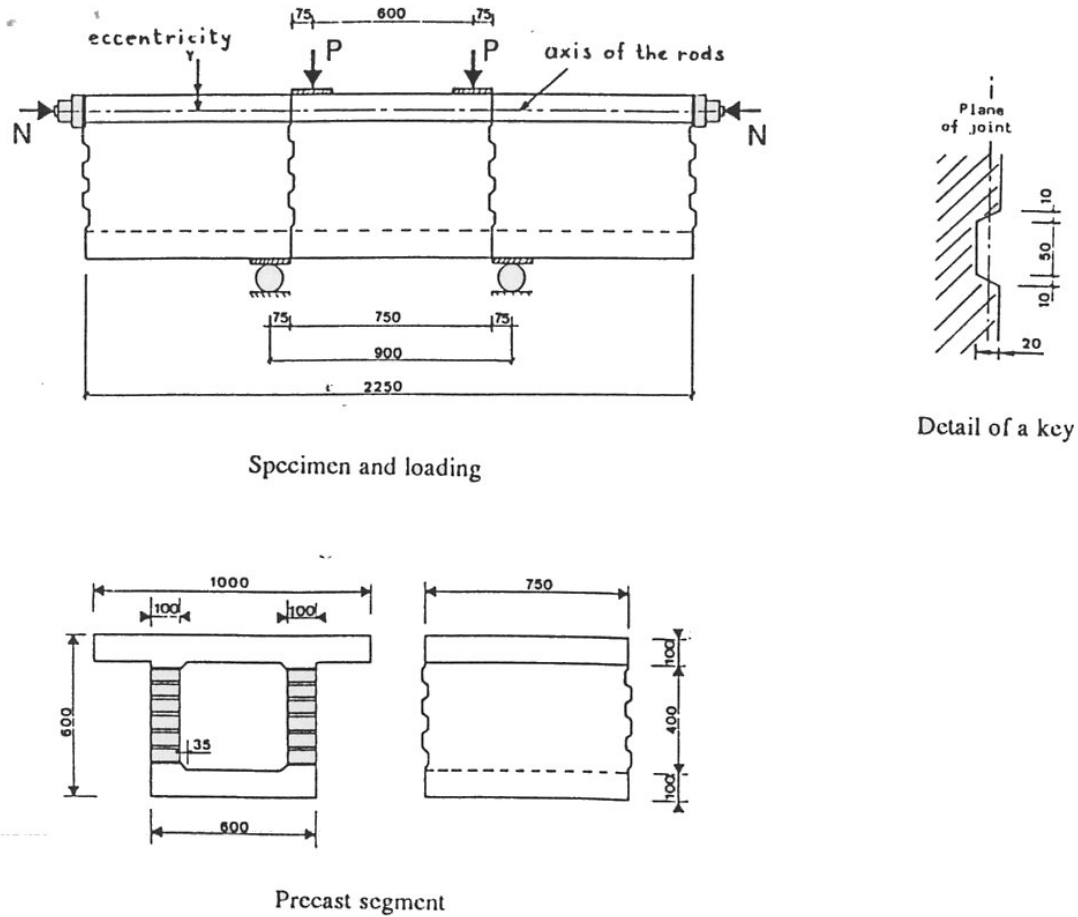


Figura 3.19. Ensayo de una viga cajón con junta abierta [FOURÉ (1993b)]

Los datos y resultados más relevantes con respecto a estos ensayos se encuentran en la tabla 3.1. Los mapas de fisuración en el momento previo a la rotura quedan reflejados en la figura 3.20 (OH2) y en la figura 3.21 (OH3 bis). En el ensayo OH3, en la cabeza comprimida, debido a las importantes tensiones de compresión $\sigma_n=37$ MPa, concomitantes con las tensiones tangenciales se produce fisuración diagonal que no permite que las superficies desarrollen toda su capacidad de transmisión de cortante.

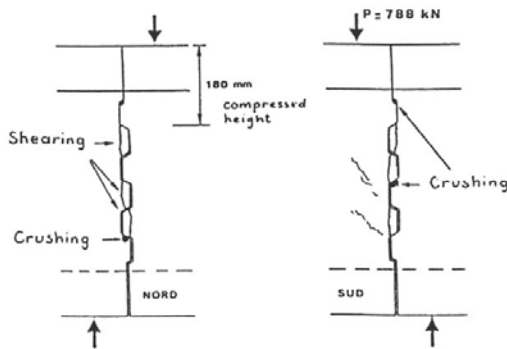


Figura 3.20. Fisuración obtenida en el ensayo OH2 [FOURÉ (1993b)].

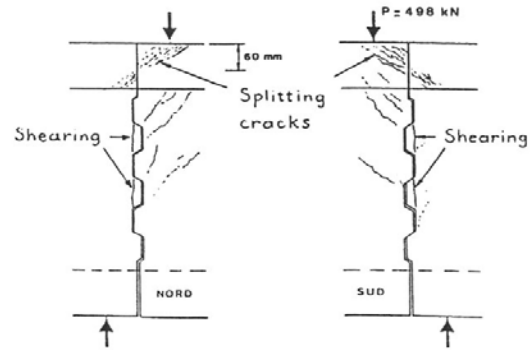


Figura 3.21. Fisuración obtenida en el ensayo OH3-bis [FOURÉ (1993b)].

	Shear force (kN)		Depth of compression zone (m)	Maximum stress on upper face (MPa)	Average stress in upper key σ (MPa)	Sheared area of the keys (m ²)	
	V_f (1)	V_u				A_{kc} (2)	A_{kt} (3)
OH 2	500	795	0.18	17	3	0.012	0.038
OH 3	400	413	0.07	33	0	0	0.014
OH 3bis	400	505	0.06	37	0	0	0.028

(1) Beginning of slip (order of magnitude) (2) Keys in the compression zone and (3) in the zone of joint opening

Tabla 3.1. Resultados de los ensayos de vigas cajón [FOURÉ (1993b)].

También se ensayó a cortante la llave de un forjado comprimido. La pieza ensayada fue ensamblada a partir de tres subpaneles prefabricados que representaban el forjado superior de una sección cajón. Las piezas fueron hormigonadas contra un encofrado no demasiado liso. La resistencia a compresión era de 37,0 MPa y la resistencia a la tracción de 3,1 MPa. Se dispuso una llave trapezoidal a media altura de la junta ($A_{kc}=0,0045m^2$). El pretensado exterior indujo unas tensiones de compresión de 18,5 MPa. La rotura se produjo por una combinación de tensiones normales y tangenciales bajo un cortante de 0,670 MN ($\tau_u=13,4$ MPa).

3.4.2.4. Universidad Politécnica de Cataluña

Dentro de los numerosos trabajos relacionados con el pretensado exterior realizados por el equipo del prof. Aparicio [APARICIO y RAMOS (1998a; 1998b), LLOPART (2002), PIERNAGORDA (2002)] son tres los que se van a describir: ensayos a cortante de vigas en sección cajón; ensayos de paneles de hormigón convencional (PC, plain concrete) y de

hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC, steel fibre reinforced concrete) y, por último, ensayos a cortante de vigas en sección doble T de PC y SFRC.

Anlló [ANLLÓ (1996)] ensayó a cortante dos vigas de dovelas con dos configuraciones de cargas distintas: un solo punto de carga (DC1 en figura 3.22) y dos puntos de carga (DC2 en figura 3.23). La viga, de 7,20 m de luz, tenía una sección cajón, representada en la figura 3.24, de 0,60m de canto (esbeltez 1/12). La viga estaba formada por un total de siete dovelas ensambladas por 4 cables de pretensado de diámetro 0,6". La resistencia a la compresión del hormigón era $f_{cm}=40$ MPa. La rotura se produjo tras la apertura de junta por sollicitaciones excesivas de flexión.

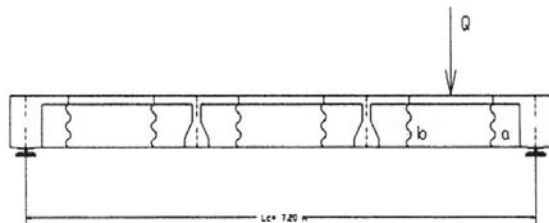


Figura 3.22. Ensayo de viga con sección cajón DC1 [ANLLÓ (1996)]

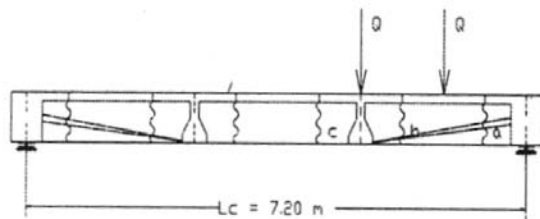


Figura 3.23. Ensayo de viga con sección cajón DC2. [ANLLÓ (1996)]

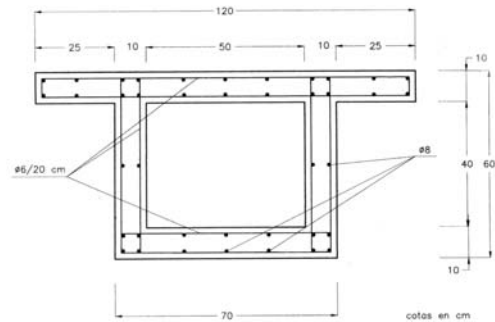


Figura 3.24. Sección transversal de las vigas de Anlló [ANLLÓ (1996)]

Polo [POLO (2001)] realizó ensayos sobre paneles de hormigón convencional (PC, Plain Concrete en contraposición con SFRC, Steel Fibre Reinforced Concrete). Se diseñaron una serie de ensayos para intentar profundizar en el comportamiento de las almas de dovelas ante sollicitaciones tangenciales. Para ello se construyeron cuatro paneles compuestos de tres subpaneles y ensamblados con barras de pretensado no embebidas en la sección de hormigón. Se estudió tanto el comportamiento de las juntas lisas, como de las juntas con llaves múltiples. Las llaves tenían unas dimensiones $H=13$ cm; $h=9$ cm; $s=2,5$ cm; $d=3$ cm (figura 3.8), siendo el ancho del panel 10 cm. La resistencia a compresión del hormigón era de $f_{cm}=32$ MPa.

En el ensayo de rozamiento, (PC-R, figura 3.25), se midió el coeficiente de rozamiento hormigón hormigón. En el ensayo de cohesión, (PC-C, figura 3.26), se midió el comportamiento de una junta provista de siete llaves cuando $\sigma_{nm}=0$. Entre las juntas de los subpaneles se disponían unos neoprenos-teflon situados en las partes superior e inferior que evitaban que las llaves transmitieran tensiones normales, entrando éstas en contacto sólo cuando comenzaba a actuar la carga. En el ensayo de junta cerrada, (PC-JC, figura 3.27), se estudió el comportamiento de un panel de cuatro llaves cuando además actuaban unas tensiones normales de compresión $\sigma_{nm}=3,85$ MPa. En el ensayo de junta abierta, (PC-JA, figura 3.28), se modelizaba el comportamiento de una junta de puente tras superarse el estado límite de descompresión. En este último ensayo la carga última se alcanzó sin rotura de junta, por vuelco del panel.

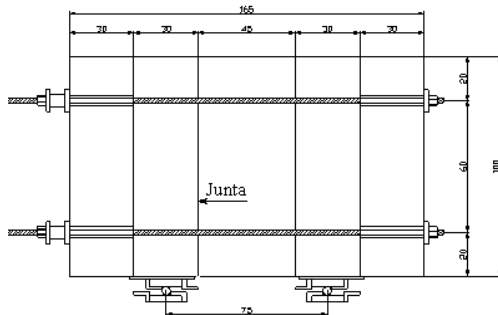


Figura 3.25. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de rozamiento.

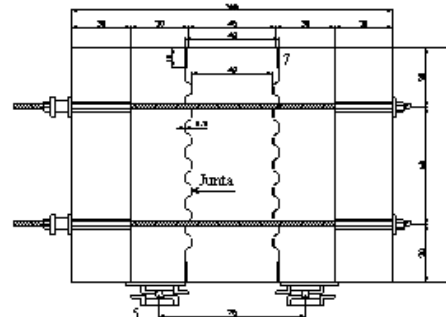


Figura 3.26. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de cohesión.

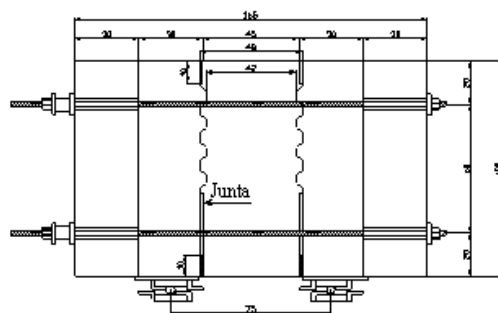


Figura 3.27. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de junta cerrada.

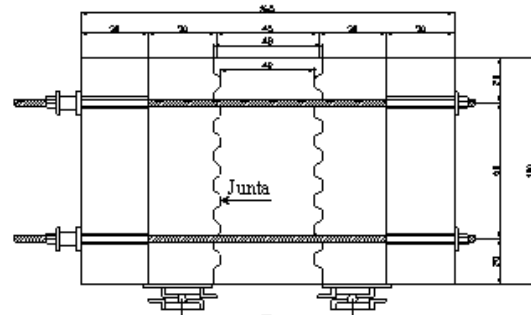


Figura 3.28. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de junta abierta.

Paralelamente Llopart [LLOPART (2001)] realizó ensayos sobre paneles de SFRC. Se empleó un hormigón de $f_{cm}=30$ MPa con un contenido en fibras Dramix 65/40 de 60 kg/m^3

($V_f=1,5\%$). La configuración de los ensayos queda reflejada en las figuras 3.25, 3.26, 3.27 y 3.28. Sólo en el ensayo SFRC-C no se llegó a alcanzar la capacidad última de la junta.

Piernagorda [PIERNAGORDA (2002)] ensayó cuatro vigas de dovelas con pretensado exterior con una configuración de ensayo que queda reflejado en la figura 3.29. Las vigas de 7,20 metros de luz, tenían una sección transversal en forma de doble T de 0,60 m de canto (esbeltez 1/12). Las vigas fueron ensambladas con diferentes cuantías de pretensado (0,35 MN y 0,70 MN) y realizadas con PC y SFRC, dando lugar a los cuatro ensayos V1-PC-35, V1-SFRC-35, V1-PC-70, V1-SFRC-70. Es de destacar que las vigas compuestas de SFRC no disponían de armadura transversal salvo en zona de desviadores. La resistencia del hormigón $f_{cm}=34$ MPa. La carga última (y el cortante último) fue distinta en función del nivel del pretensado pero no en función del material empleado. La rotura de todas las vigas fue por penetración de la fisura de cortante en la cabeza comprimida. La rotura no se produjo por deslizamiento en el plano de la junta.

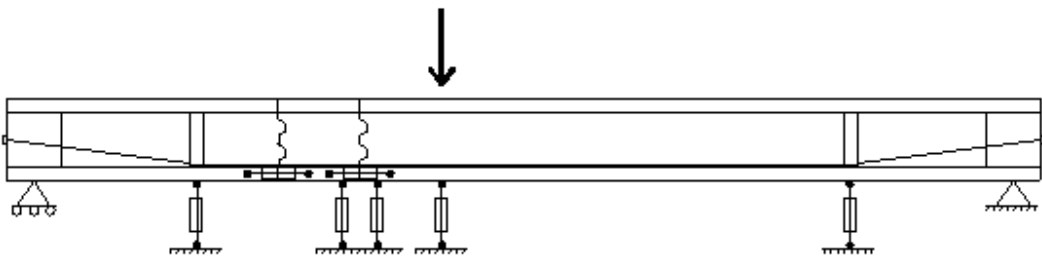


Figura 3.29. Ensayos a cortante sobre vigas de dovelas

3.5. FORMULACIÓN PROPUESTA PARA EVALUAR LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE LAS JUNTAS

3.5.1. Massachussets Institute of Technology

Backhoum, habida cuenta de la variabilidad de los coeficientes de rozamiento μ_1 medidos en sus ensayos, y en función de la bibliografía por él consultada, propone utilizar un límite inferior del coeficiente de rozamiento $\mu_1=0,4$ para superficies lisas.

Para las zonas con llave conjugada, haciendo una regresión lineal de los resultados de sus ensayos obtenidos en probetas con una sola llave, propone la ecuación 3.2 para evaluar su resistencia:

$$\tau_u = 1,36 \cdot \sigma_{nm} + 7,80 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Donde tanto } \tau_u \text{ como } f'_c \text{ están expresadas en kips (Ec 3.2a)}$$

$$\tau_u = 1,36 \cdot \sigma_{nm} + 0,647 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Donde tanto } \tau_u \text{ como } f'_c \text{ están expresadas en MPa (Ec 3.2.b)}$$

La ecuación 3.2 no tiene introducida la seguridad, por ser la regresión lineal de los resultados. En estas expresiones se incluye el comportamiento medio de la junta con la llave, esto es, tanto el efecto de apoyo entre las llaves como el rozamiento entre superficies de hormigón.

Buyukozturk [BUYUKOZTURK (1990)] advierte que para juntas con varias llaves el uso de la ecuación 3.2 es un límite superior de la resistencia, entre otras razones porque implica una distribución uniforme de la tensión tangencial y que las llaves de cortante alcanzan y mantienen su resistencia hasta que todas las llaves han roto.

3.5.2. University of Texas at Austin

Roberts [ROBERTS, (1993)], propone un método para evaluar la capacidad última de las juntas, si bien advierte que la rotura de la junta sólo se produce para valores tan bajos de la relación entre la luz de cortante a y el canto de la viga d (relación a/d) como 0,5. En el método propuesto la capacidad de una junta con llaves es la suma de una combinación del rozamiento entre la parte lisa de una junta entre llaves A_{sm} y la capacidad de la llave para resistir tensiones tangenciales a lo largo del plano de rotura A_k (figura 3.30). La capacidad de cada llave depende de las tensiones de compresión a las que está sometida la llave y de la resistencia a tracción del hormigón.

Roberts justifica la resistencia de una llave utilizando el círculo de Mohr y haciendo hipótesis simplificadoras sobre cual es la relación entre la tensión vertical σ_y y la tensión tangencial τ_{xy} . Suponiendo $\sigma_y = \tau_{xy}$, la máxima tensión tangencial τ_u es aquella que hace que se alcance en algún plano la resistencia a tracción del hormigón. La presencia de tensiones de confinamiento produce el desplazamiento del centro del círculo de Mohr hacia la derecha, aumentando por tanto la capacidad a cortante de la llave. Figura 3.31.a y 3.31.b.

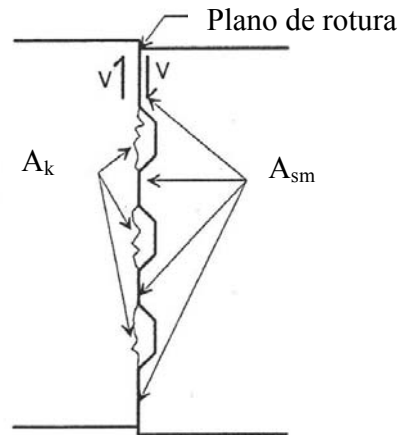


Figura 3.30. Plano de rotura en una junta conjugada [ROBERTS, (1993)]

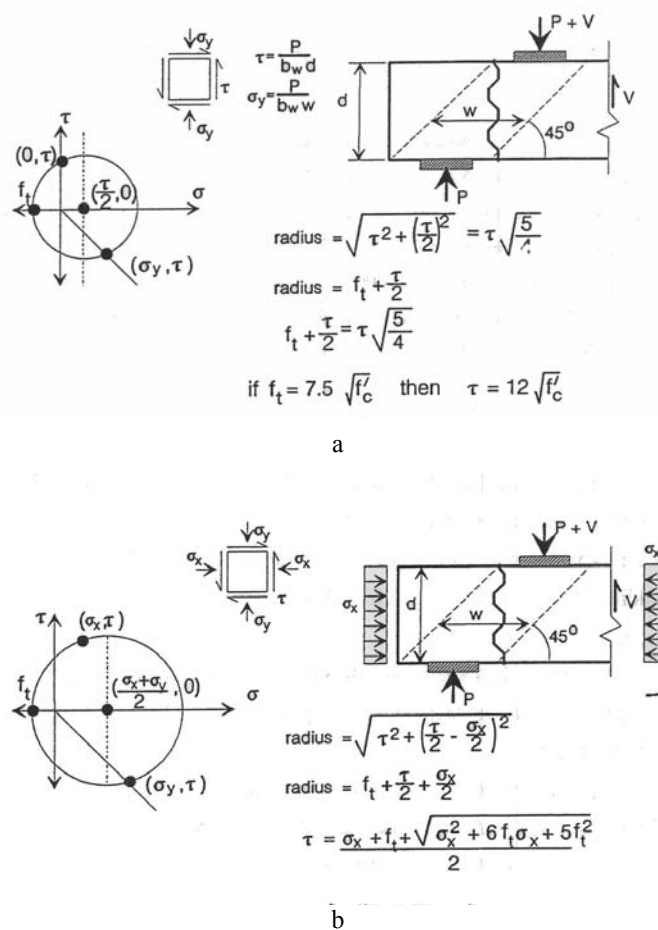


Figura 3.31. Análisis de la capacidad de una llave con $\sigma_{nm}=0$ (a) y con $\sigma_{nm}>0$ (b) [ROBERTS (1993)]

Este estudio teórico concluye proponiendo una fórmula simplificada (ecuación 3.3), válida para evaluar a cortante las juntas conjugadas de hormigones de resistencias comprendidas entre 28 MPa y 55 MPa sometidos a unas compresiones entre 0,7 MPa y 7 MPa.

$$V_u = A_k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (0,2048 \cdot \sigma_n + 0,9961) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad \text{Ecuación 3.3}$$

donde A_k es el área de todas las llaves en el plano de rotura, $n \cdot (H-h) \cdot b_w$

σ_n es la tensión de compresión media en el plano de la junta

A_{sm} , es el área de contacto entre superficies lisas en el plano de rotura

f'_c es la resistencia del hormigón a compresión en MPa

Según esta teoría, la capacidad de la junta depende de la relación H/h de las llaves, pero no de la relación h/d. Además supone una distribución uniforme de las tensiones tangenciales a lo largo de la junta en la rotura.

Roberts dice que la ecuación de Backhoum ajusta muy bien sus propios ensayos [BACKHOUM (1991)] pero sobreestima los paneles de Koseki. Como estos ensayos se hicieron para una determinada geometría de juntas, dice, es posible que para otro tipo de configuraciones no funcione.

3.5.3. Service d'Étude des Structures, CEBTP, [FOURÉ (1993)]

Para Fouré la capacidad de transmisión de cortante que tiene la junta abierta de un puente de dovelas tiene tres componentes: la fuerza de rozamiento que se puede movilizar en el forjado comprimido (A_f), la resistencia de las llaves conjugadas por encima de la fibra neutra (A_{kc}) y la resistencia de las llaves conjugadas que se encuentren en contacto físico por debajo de la fibra neutra (A_{kt}). Fouré propone la ecuación 3.4 para evaluar la capacidad de las juntas

$$V_u = A_{sm} \cdot \sigma_n \cdot \mu_1 + A_{kc} \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c) + A_{kt} \cdot c \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde μ_1 es el coeficiente de rozamiento-fricción

μ_2 es el coeficiente de rozamiento empleado en la teoría del cortante-fricción, válido para un pequeño rango de tensiones normales ($\sigma < 0,1 \cdot f_c$) y que vale

$$\mu_2 = 0,5 \cdot (f_c^{1/3})$$

$$c = 0,5 \cdot f_t$$

Fouré no ve inconveniente en movilizar todo el forjado superior para transmitir cortante, incluso las llaves de centrado presentes.

En la tabla 3.1 se presenta un cuadro resumen de estas tres teorías y su aplicación para un hormigón HP35. Nótese que los distintos coeficientes no son directamente comparables, ya que en el caso de Buyukozturk el coeficiente μ_2 se aplica a toda el alma comprimida y según Breen y Fouré el coeficiente μ_2 sólo se aplica al área de las llaves

	μ_1	μ_2	c (MPa)	μ_1	μ_2	c (MPa)
Buyukozturk	*	1,36	$0,647 \cdot \sqrt{f'_c}$	*	1,36	3,82
Breen	0,6	$0,205 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,996 \cdot \sqrt{f'_c}$	0,6	1,21	5,89
Fouré	*	$0,5 \cdot (f'_c)^{1/3}$	$0,5 \cdot f_t$	*	1,63	1,60
* No especificado explícitamente						

Tabla 3.1. Comparación de las distintas formulaciones para un HA35. Unidades en MPa

3.5.4. Technical University of Braunschweig

Falkner basándose en unos ensayos de la Technical University of Braunschweig, en Alemania, propone una formulación para evaluar la resistencia a solicitaciones combinadas de flexión, cortante y torsión. En [FALKNER, (1993)] además de presentar unos ensayos a rotura de vigas de dovelas ensambladas con pretensado exterior, sometidas a esfuerzos combinados de flexión, cortante y torsión (Figura 3.32), propone un diagrama de interacción para evaluar la capacidad última de estas estructuras función del pretensado existente y del armado transversal. En ningún momento relaciona la capacidad portante de la viga con la resistencia de la junta o de las llaves. Afirma que la resistencia a cortante se ve reducida por la presencia de flectores, cortantes y torsores actuando concomitantemente en una viga de dovelas, por lo que la cuantía de armadura transversal debe aumentarse con respecto a la de un cajón monolítico.

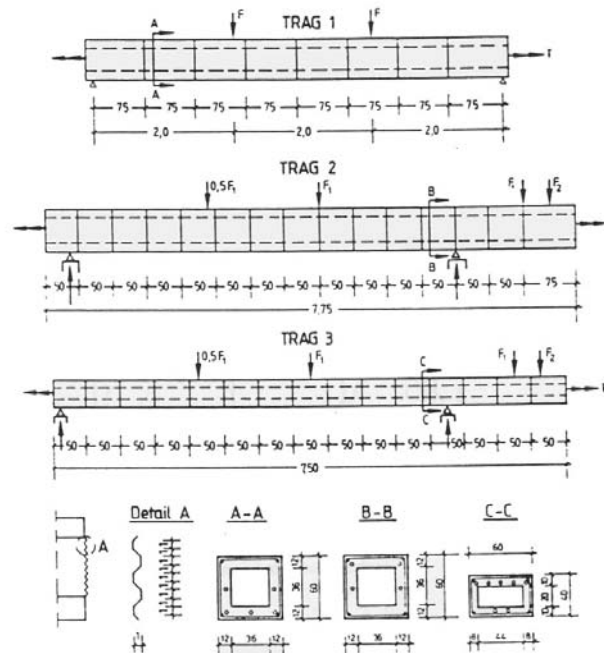


Figura 3.32. Ensayos de la Technical University of Braunschweig

3.6. MODELIZACIÓN DE PUENTES DE DOVELAS CON JUNTA SECA

3.6.1. Universidad de Karlsruhe

Huang y Eibl estudiaron el comportamiento de puentes de dovelas con junta seca isostáticos e hiperestáticos, investigando su comportamiento en flexión, cortante y torsión mediante el programa de elementos finitos ABAQUS [HUANG, (1993)].

Para ello realizaron un primer análisis con elementos finitos de dos puentes, uno simplemente apoyado y otro de dos vanos (aplicando simetría de geometría y cargas, figura 3.32). En este primer análisis, que incluía comportamiento no lineal geométrico y material elástico y lineal, forjados y almas de la sección cajón fueron modelizados mediante elementos tipo lámina. Las juntas fueron modelizadas mediante elementos de contacto especiales que permitían transmitir compresiones y tensiones tangenciales cuando los elementos estaban en contacto. Las llaves no fueron modelizadas geoméricamente.

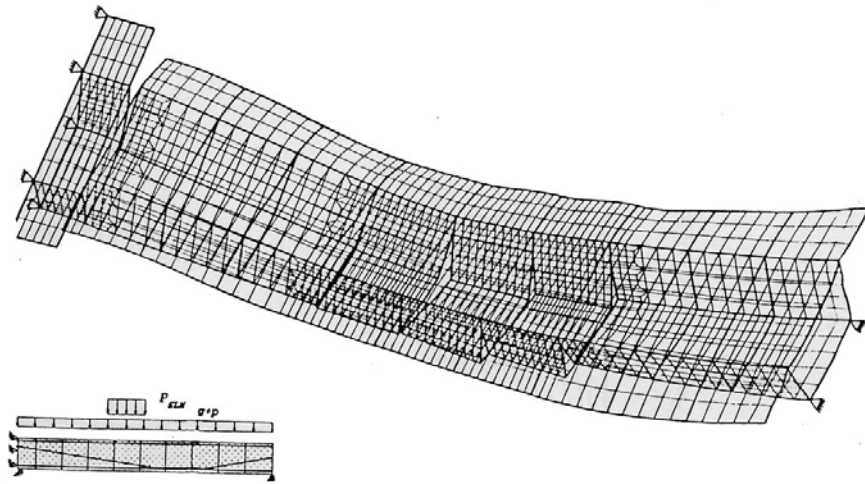
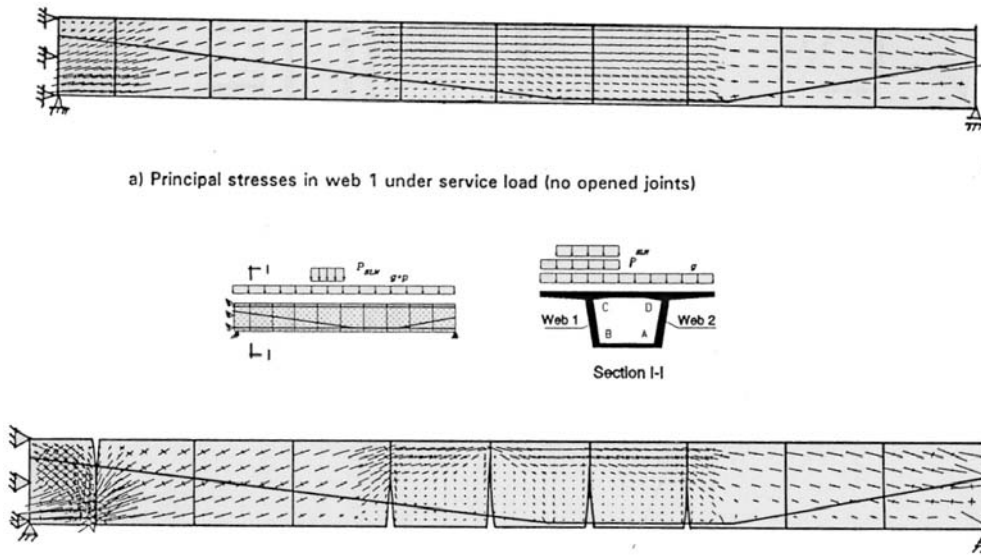


Figura 3.33. Modelo 3d de puente de dos vanos [HUANG (1993)].



a) Principal stresses in web 1 under service load (no opened joints)

b) Principal stresses in web 1 under 1.75 times service load (joints opened)

Figura 3.34. Flujo de tensiones en puente de dos vanos [HUANG (1993)].

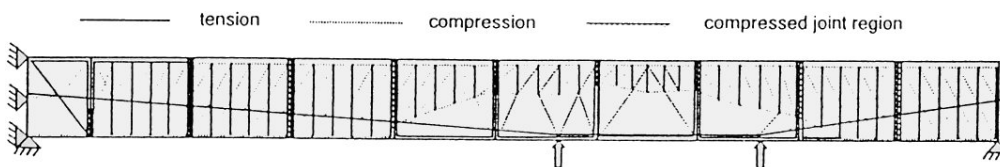


Figura 3.35. Modelo de bielas y tirantes de puente de dos vanos [HUANG (1993)].

Las fuerzas obtenidas en estos análisis fueron aplicadas a dovelas individuales en un segundo análisis. Ahora sí se consideró comportamiento no lineal del material, incluyendo fisuración. Obtuvieron unos flujos de tensiones (figura 3.34) a los que aplicaron la teoría de bielas y tirantes como herramienta de diseño (figura 3.35). Debido a la apertura de juntas, el flujo de tensiones en ELS y en ELU es extremadamente diferente.

A pesar de la apertura de junta, los autores aseguran que no hay problemas con la transmisión de cortante en la zona de centro luz debido a las pequeñas tensiones tangenciales que han de transmitirse. En la zona de apoyos, sin embargo, las fuertes compresiones se suman a las altas tensiones tangenciales, por lo que la junta de apoyo se convierte en una zona crítica. Se recomienda, por tanto, que, en todo momento, las juntas de centro de vano permanezcan comprimidas en al menos un tercio de su altura y las juntas sometidas a momentos negativos en dos tercios de su canto. Además, se asegura que las tensiones tangenciales en juntas abiertas se transmiten por las almas y por los forjados (figura 3.36), lo que puede inducir una flexión transversal adicional de los forjados. Realmente, sólo produciría flexión adicional en el forjado inferior, ya que compensaría la flexión transversal en el forjado superior.

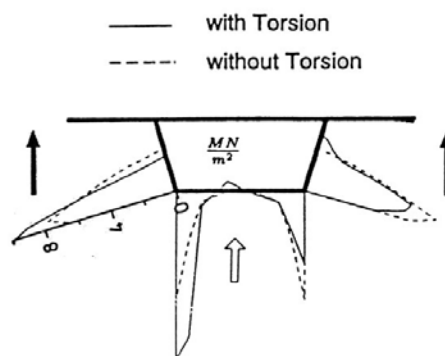


Figura 3.36. Distribución de tensiones tangenciales en dovela de apoyo [HUANG (1993)]

3.6.2. Technical University of Hamburg

Rombach [ROMBACH (2002)] estudió el comportamiento de puentes isostáticos y continuos numéricamente. El ensayo utilizado para calibrar el modelo fue el ensayo a escala real de un vano tipo del “Second Stage Expressway System”, que fue llevado a rotura en Bangkok [TAKEBAYASHI (1994)] Éste fue modelizado mediante elementos

finitos tridimensionales (figura 3.37). Las llaves fueron modelizadas con su geometría y la apertura de las juntas secas se obtuvo mediante la utilización de elementos tipo junta.

Una vez calibrado el modelo y reproducido el comportamiento del vano experimental a escala real, se procedió a estudiar el comportamiento de este tipo de puentes ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante, teniendo en cuenta las posibles condiciones de apoyo. La principal ventaja de modelizar las juntas geoméricamente es que permiten transmitir cortante a pesar de que la junta se abra. En este trabajo se presentan muy buenas correlaciones entre resultados numéricos y experimentales, pero muy poca información sobre los parámetros y las características del modelo.

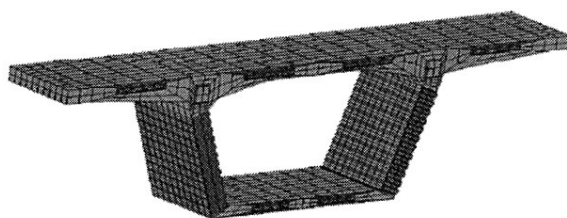


Figura 3.37. Dovela tipo del Second Stage Expressway System [ROMBACH (2002)]

3.7. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES

3.7.1. ATEP: Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior.

El documento que guía en España la concepción de este tipo de puentes es el manual de recomendaciones de la ATEP sobre pretensado exterior [ATEP (1996)] Allí se recoge un método para la verificación a cortante de juntas críticas de vigas de dovelas con pretensado exterior. El método propugna que en primer lugar se determine, para los valores de cálculo del momento y axil concomitantes con el esfuerzo cortante de cálculo, la profundidad de la fibra neutra. El área eficaz de las almas para transmitir esfuerzo cortante será la determinada por el producto de la suma de sus anchos (incluyendo sobrecanchos en zonas de cartelas) por la altura del canto que esté comprimido. En estas recomendaciones se sostiene que sólo la parte del forjado comprimido próxima a las almas es capaz de transmitir tensiones tangenciales sin deformación de flexión transversal de la losa y que, por tanto, sólo es esa la parte del forjado que es capaz de transmitir tensiones tangenciales.

La tensión tangencial última que puede desarrollarse en esta área vendrá determinada por la ecuación 3.5 en la parte de área eficaz donde no existan llaves de cortante múltiples

$$\tau_u = 0,6 \cdot \sigma_{nm} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

y por la ecuación 3.6, donde sí las hay

$$\tau_u = 1,14 \cdot \sigma_{nm} + 0,569 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde tanto τ_u como f_{cd} están expresadas en MPa

Para la aplicación de estas ecuaciones hay que tener en cuenta que llevan ya implícita en sus coeficientes, la seguridad. Además, las llaves que se encuentren por debajo de la fibra neutra no intervienen en el cálculo de la resistencia.

Por lo demás, para la verificación del hormigón y dimensionamiento de la armadura a cortante de las secciones situadas entre juntas de dovelas se seguirá las prescripciones de la instrucción de hormigón pretensado (en su día la EP 93 y actualmente la EHE). Además, en todas aquellas juntas en las que la flexión concomitante produzca su apertura, se suspenderá el esfuerzo cortante existente en la junta mediante la oportuna armadura de cuelgue (figura 3.6).

3.7.2.EC-2.

En el Eurocódigo 2, en su parte 1-5, titulada “Reglas generales. Estructuras con tendones de pretensado exterior o no adherentes” se recogen diferentes consideraciones sobre el dimensionamiento a cortante para el proyecto de dovelas con juntas no armadas.

En primer lugar se dice que “Para el proyecto de dovelas con las juntas no armadas, son aplicables las normas dadas para el hormigón armado; los esfuerzos en las juntas serán considerados como fuerzas externas actuando sobre la dovela de hormigón.”

“Las juntas no armadas satisfarán las condiciones aplicables en materia de transferencia de esfuerzos. La transmisión se supondrá que actúa solamente en el área de la junta comprimida. La transmisión del cortante a través de las juntas sin armado se tendrá en cuenta como fuerzas externas actuando en la dovela de hormigón. “

“Se prestará atención a la rápida disminución de la profundidad de la zona comprimida en el caso de incremento del momento flector. Considerando la acción más desfavorable y en ausencia de justificación por experiencias anteriores, las secciones de las juntas sin armar deben estar comprimidas en al menos dos tercios de su canto total”

Esta normativa no orienta sobre el valor que se ha de adoptar para evaluar la resistencia de una junta abierta. Es ambigua al regular “en ausencia de justificación por experiencias anteriores”. Además, aun cuando es evidente que limitar la disminución de la altura de la zona comprimida aumenta la seguridad a cortante, el limitar la apertura de la junta implica menores incrementos en la tensión del acero en ELU. Es más, también conlleva una menor capacidad de giro de esas secciones y, por tanto, imposibilidad de formación de rótulas plásticas, con lo que ello supone a efectos de la redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

3.7.3. AASHTO

En AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Bridges [AASHTO (1998)] se obliga al uso de las llaves conjugadas múltiples en puentes de dovelas. Éstas deberán extenderse a lo largo de toda la altura del alma. También se deben disponer llaves en forjado superior e inferior, pero éstas pueden ser un único elemento de mayores dimensiones.

La norma regula las dimensiones de las llaves imponiendo que d tiene que ser mayor que 3,00 cm y mayor que el doble del tamaño máximo de árido. La relación $d/(h-s)$ tiene que ser del orden de 0,5.

Para evaluar la resistencia de la junta se emplea la fórmula del prof. Breen, aplicando un coeficiente de seguridad en la respuesta $\phi_j = 0,75$. Todas las partes comprimidas de la sección transversal son susceptibles de transmitir cortante.

3.8. HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS

Sin ánimo de redactar aquí un exhaustivo estado del arte de la tecnología y aplicaciones de los hormigones reforzados con fibras, hay que decir que estos han sido usados con profusión en la ingeniería desde hace cuarenta años y desde entonces muchos investigadores intentan encontrarles nuevas aplicaciones.

Las fibras de refuerzo son de forma acicular (figura 3.38). Su diámetro oscila entre 0,25 y 1,00 milímetro. Su forma puede ser variable, existiendo rectas, onduladas, con aplastamientos y con extremos conformados en forma de grapas. El material que las compone puede ser acero, fibra de carbono, polipropileno, fibra de vidrio,..., siendo el acero el más comúnmente usado. [FERNÁNDEZ (1989), ZERBINO (1986)]



Figura 3.38
Hormigón reforzado con fibras de acero

Entre las ventajas que supone la incorporación de fibras de acero al hormigón, cabe destacar el aumento de la resistencia a flexotracción, un fuerte incremento de la resistencia al impacto, el aumento de la resistencia a la fatiga, el control de la fisuración y la disminución de las deformaciones bajo carga mantenida [FERNÁNDEZ (1989), BEAUDOIN (1990)]

La diferencia de comportamiento entre un hormigón con fibras y un hormigón sin ellas queda patente en las figuras 3.39, 3.40 y 3.41.b. En éstas se compara la respuesta del hormigón convencional (Plain Concrete) y la de hormigones con un contenido de fibras metálicas (Dramix 1%, Novotex 1%) o de polipropileno (HPP 1%) de un uno por ciento en volumen. La primera muestra el comportamiento de probetas cilíndricas a compresión, ensayadas según recomendaciones japonesas [JSCE –SF5 (1984)]. La segunda, es un ensayo de tenacidad según la norma ASTM [ASTM (1985b)] La tercera, es un ensayo de cortante bajo dos puntos de carga de una viga de 1,00 m de longitud y 0,125 m de canto [TURMO 2002]. En este ensayo, cuya configuración queda esquematizada en la figura 3.41.a, sólo una de las vigas tenía armadura transversal de cortante (PC-SR). En las tres figuras, las curvas del material menos dúctil son las obtenidas con el hormigón en masa.

Las aplicaciones en ingeniería son numerosas: en prefabricados (tubos, canales, arquetas), en pavimentos (industriales, carreteras, aeropuertos), en gunitados (de túneles, de estabilización de taludes), en el ámbito militar (polvorines, refugios, puestos fortificados), en revestimientos refractarios (hornos, conductos de humos) [FERNÁNDEZ

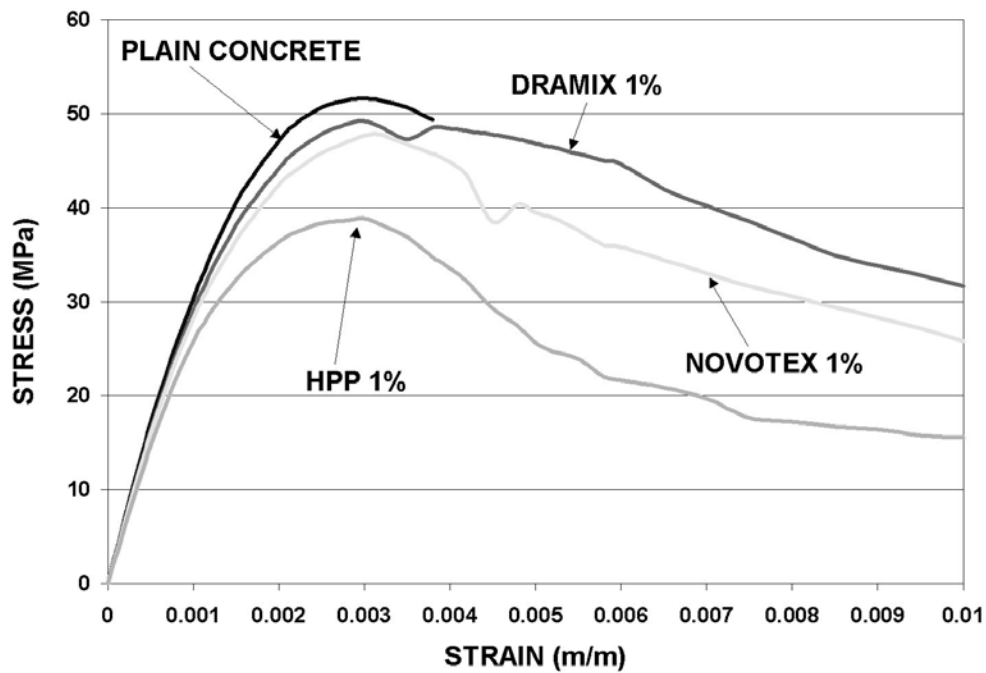


Figura 3.39. Diagramas tensión-deformación axial. [TURMO 2002]

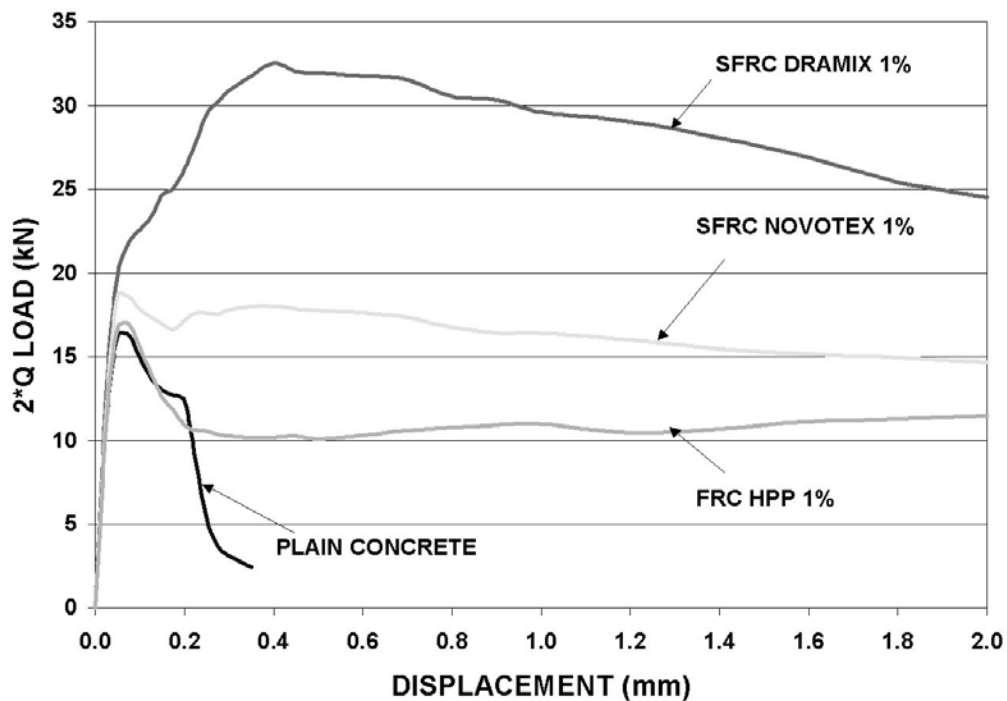


Figura 3.40. Diagramas carga-flecha ensayo tenacidad [TURMO 2002]

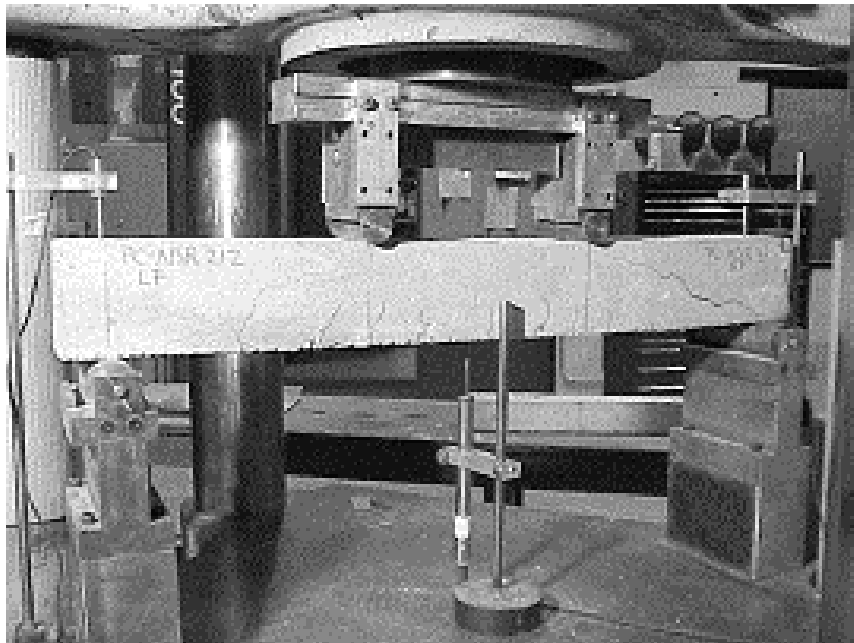


Figura 3.41.a Configuración del ensayo de cortante [TURMO 2002]

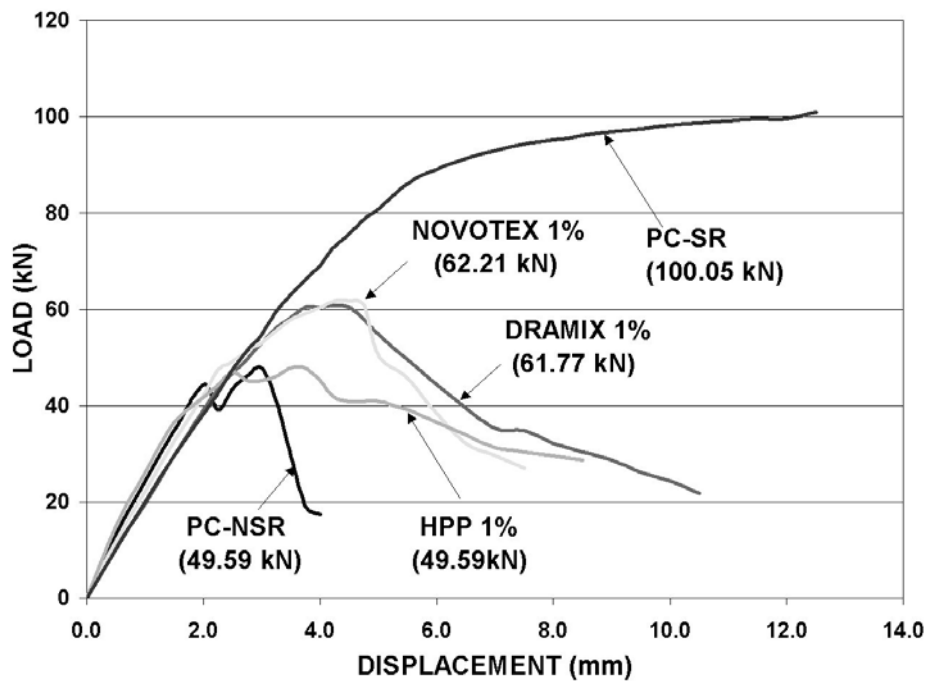


Figura 3.41.b Diagrama carga flecha en el ensayo de cortante [TURMO 2002]

(1989), ACHE (2000)]. Sin embargo, las aplicaciones estructurales del hormigón reforzado con fibras son limitadas, debido principalmente a que no se han desarrollado normativas que sepan aprovechar en sus formulaciones las ventajas que aportan los hormigones con fibras, [NEMEGER (1996), BRITE-EURAM (2000)] si bien es cierto que diferentes entidades y casas comerciales en el mundo de la construcción han publicado sus propias recomendaciones de diseño [BEKAERT (1995), RILEM (2000b)] A pesar de esto se están haciendo grandes esfuerzos por encontrar nuevas aplicaciones estructurales [ZALOGHI (2000), LI (1996)].

Una relación más completa de las propiedades [ACHE (2000), FERNÁNDEZ (1989), ZERBINO (1986), ACI (1986), BEAUDOIN (1990)], de las distintas recomendaciones [RILEM (2000b), BEKAERT (1995), ACI (1994), DBV (1996a), DBV (1996b)], de los ensayos de caracterización [RILEM (2000a), RILEM (2001), BRITE-EURAM (2000), ASTM (1985a), ASTM (1985b), JSCE-SF5 (1984), AENOR (1998)] y del comportamiento a cortante [BARRAGÁN (2002)] de los hormigones reforzados con fibras de acero puede encontrarse en la bibliografía mencionada.

CAPÍTULO 4

CAMPAÑAS EXPERIMENTALES REALIZADAS POR EL GRUPO DE PUENTES DE BARCELONA

4.1. INTRODUCCIÓN

Para entender mejor el comportamiento a cortante de los puentes de dovelas con junta seca y pretensado exterior, se planteó la realización de una serie de ensayos en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. En concreto, se ensayaron a cortante unos paneles de hormigón en los que se fue variando la configuración de la junta para intentar medir de manera separada los diferentes componentes de la resistencia de la junta (μ_1 , μ_2 y c). Se ensayaron asimismo una serie de vigas para poder estudiar el comportamiento de la junta en la estructura y el comportamiento global de una viga con pretensado exterior y junta seca sometida a importantes solicitaciones tangenciales.

La intuición de que el armado pasivo convencional se podría llegar a sustituir en este tipo de estructuras, junto con el ánimo de buscar soluciones estructurales más audaces cristalizó en un programa paralelo de ensayos en los que el hormigón reforzado con fibras fue el protagonista.

La justificación de la inclusión en la tesis de este capítulo experimental, tal y como está concebido, es doble. Por un lado, el doctorando ha estado involucrado en distinto grado en la realización de todos estos ensayos, ya sea definiendo sus objetivos, diseñando la configuración de los mismos, dimensionando las piezas a ensayar o analizando los resultados. Por otra parte, al dedicar una parte de la tesis a modelizar el comportamiento obtenido en el laboratorio con el objeto de calibrar el modelo teórico utilizado, parece interesante recoger aquí una descripción detallada de los mismos.

4.2. OBJETIVOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Los principales objetivos de esta campaña experimental eran los siguientes:

- Obtención de resultados experimentales para interpretar la diferente y dispar formulación existente en la normativa y la literatura para evaluar la capacidad última de la junta referente a los distintos valores dados a los coeficientes μ_1 , μ_2 y c y al ancho eficaz susceptible de transmitir cortante.
- Verificación de la hipótesis de que la resistencia a cortante se alcanza simultáneamente en todas las llaves de manera que la resistencia de la junta es la suma de la resistencia de cada llave.
- Estudiar el comportamiento de la junta cuando se incluyen fibras en la matriz de hormigón y registrar los beneficios inducidos en resistencia y ductilidad.
- Estudiar el comportamiento de la junta y de las llaves conjugadas en elementos estructurales. Estudiar el comportamiento de las llaves por debajo de la fibra neutra.
- Estudiar la armadura necesaria para resistir el cortante en el seno de la dovela tras la apertura de junta. Determinar si es necesario o no incluir la armadura de suspensión propugnada por las recomendaciones de la ATEP.
- Verificar si estructuralmente es factible la sustitución de toda o parte de la armadura convencional en este tipo de vigas por la inclusión de fibras en el seno del hormigón.
- Obtención de datos experimentales con los que calibrar el modelo numérico con el fin de validarlo.

4.3. ENSAYOS DE PANELES

4.3.1. Diseño de los paneles

Con objeto de cumplir los objetivos previstos, Polo y Llopart ensayaron un total de ocho paneles, cuatro de los cuales eran de hormigón convencional [POLO (2001)] y otros cuatro de hormigón con fibras de acero [LLOPART (2001)], que intentaban modelizar el comportamiento de las almas de los puentes de dovelas. Cada uno de ellos estaba formado por tres subpaneles de 10 cm de ancho ensamblados con barras de pretensado no embebidas en la sección de hormigón. Para anclar la fuerza de pretensado y para dar estabilidad lateral en el ensayo fue necesario disponer unos bloques de hormigón adyacentes al alma del panel.

Se estudiaron distintas configuraciones de juntas, tanto lisas, como con llaves múltiples (las llaves tenían unas dimensiones $H=13$ cm; $h=9$ cm; $s=2,5$ cm; $d=3$ cm). En concreto se plantearon cuatro condiciones sobre las juntas de los paneles ensayados:

1- Ensayo de fricción (PC-R y SFRC-R): Las juntas entre subpaneles son lisas, sin llaves, de modo que el único mecanismo que desarrolla resistencia a cortante es la fricción (Figura 4.1). El objetivo de este ensayo es determinar el coeficiente de fricción en la junta μ_1 y estudiar la evolución del mismo en función del deterioro de las superficies de contacto. Así el panel de hormigón armado, fue ensayado cuatro veces (PC-R-1, PC-R-2, PC-R-3 y PC-R-4) y el panel de hormigón reforzado con fibras, dos (SFRC-R-1 y SFRC-R-2).

2- Ensayo de cohesión (PC-C y SFRC-C): Las juntas entre subpaneles tienen siete llaves. En las juntas se mantiene una separación (del orden del 10% del vuelo de la llave), de modo que no se permite desarrollar la resistencia a cortante aportada por la fricción en la junta. Entre las juntas de los subpaneles se disponían unos neoprenos-teflon situados en las partes superior e inferior que evitaban que las llaves transmitieran tensiones normales, entrando éstas en contacto sólo cuando comenzaba a actuar la carga. El objetivo de este ensayo es determinar la componente de cohesión c , ya que las tensiones normales en la zona de llaves son nulas. (Figura 4.2)

3- Ensayo conjunto con junta cerrada (PC-JC y SFRC-JC). Las juntas entre subpaneles tienen cuatro llaves y sus caras están en contacto. El pretensado de las dovelas hace que la junta se mantenga cerrada al aplicar carga. El objetivo de este ensayo es determinar cuánto resiste la junta antes de superar el estado límite de descompresión. (Figura 4.3)

4- Ensayo conjunto con junta abierta (PC-JA y SFRC-JA). Las juntas entre subpaneles tienen siete llaves y sus caras están en contacto. En este caso las dovelas se unen con barras pasivas, sin tensión inicial, de modo que al aplicar carga la junta se abre. El objetivo de este ensayo es determinar como afecta la cinemática de la junta al cortante que ésta es capaz de transmitir, verificando hasta que punto ayudan a transmitir cortante las llaves situadas debajo de la fibra neutra. (Figura 4.4)

En la tabla 4.1 se presenta un resumen de estos ensayos con su nomenclatura.

Tanto las fuerzas de pretensado como la altura de los paneles y las características de las juntas fueron diseñadas teniendo en cuenta los medios de ensayo disponibles, tanto en su capacidad mecánica (que determinaba el cortante máximo de ensayo) como geométrica. El

pretensado fue introducido por medio de barras Macalloy de 26,5 mm de diámetro. Las diferentes fuerzas de tesado en las barras superiores (P_s) e inferiores (P_i) aparecen recogidas en la tabla 4.2.

Ensayo	Tipo de junta	Mecanismo de transmisión del cortante	Material
PC-R	Sin llaves.	μ_1	PC
PC-C	Con llaves. Junta separada.	c	PC
PC-JC	Con llaves. Junta cerrada.	μ_1, μ_2, c	PC
PC-JA.	Con llaves. Junta abierta.	μ_1, μ_2, c	PC
SFRC-R	Sin llaves.	μ_1	SFRC
SFRC-C	Con llaves. Junta separada.	c	SFRC
SFRC-JC	Con llaves. Junta cerrada.	μ_1, μ_2, c	SFRC
SFRC-JA.	Con llaves. Junta abierta.	μ_1, μ_2, c	SFRC

Tabla 4.1. Programa de ensayos sobre paneles.UPC.

Ensayo	2 x P_s (MN)	2 x P_i (MN)	P_0 (MN)
PC-R-1	2 x 0,034	2 x 0,091	0,250
PC-R-2	2 x 0,067	2 x 0,181	0,495
PC-R-3	2 x 0,030	2 x 0,091	0,241
PC-R-4	2 x 0,071	2 x 0,181	0,503
PC-C	2 x 0,009	2 x 0,091	0,200
PC-JC	2 x 0,022	2 x 0,060	0,165
PC-JA.	-	2 x 0,000	-
SFRC-R-1	2 x 0,034	2 x 0,091	0,250
SFRC-R-2	2 x 0,067	2 x 0,182	0,499
SFRC-C	2 x 0,009	2 x 0,091	0,200
SFRC-JC	2 x 0,0022	2 x 0,060	0,165
SFRC-JA.	-	2 x 0,000	-

Tabla 4.2. Fuerzas de tesado. Paneles.UPC.

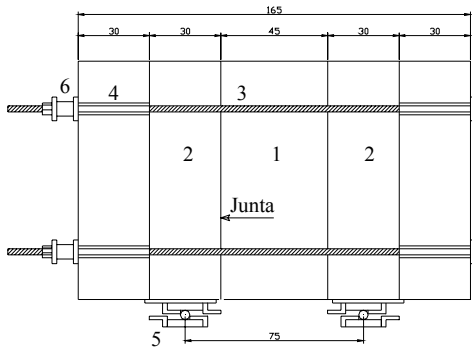


Figura 4.1. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de rozamiento.

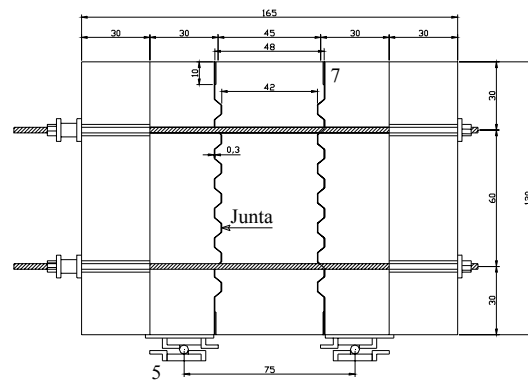


Figura 4.2. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de cohesión.

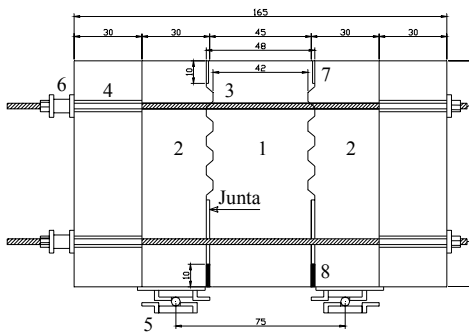


Figura 4.3. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de junta cerrada.

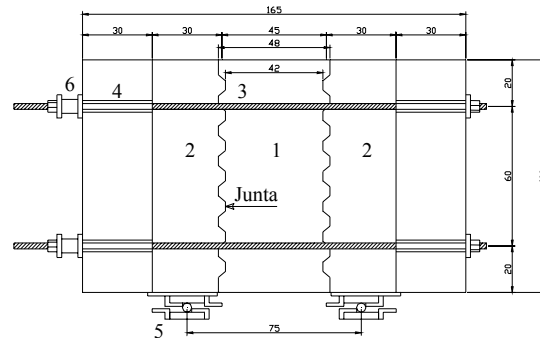


Figura 4.4. Ensayos de paneles UPC.
Ensayos de junta abierta.

4.3.2. Fabricación

Dado que en la ejecución de los paneles se intentó emular al máximo las condiciones reales de fabricación de las juntas, éstos se hormigonaron en dos fases. En una primera fase se hormigonaban los subpaneles centrales y una vez endurecidos éstos, los subpaneles laterales. De este modo, las juntas de los subpaneles laterales usaban como encofrado las caras de los subpaneles centrales. En la figura 4.5 se aprecia la textura de la superficie obtenida tras el hormigonado del panel central SFRC. En la figura 4.6 se usa esta superficie recubierta de una pequeña lámina de parafina como encofrado de los paneles laterales.

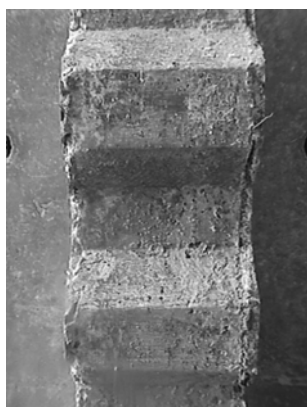


Figura 4.5. Aspecto de las llaves de los paneles laterales con hormigón con fibras



Figura 4.6. Obtención de las juntas con sus llaves conjugadas.

4.3.3. Materiales

En cada panel se usaron dos tipos distintos de hormigón, uno para el panel central y otro para el panel lateral. La dosificación y las resistencias medias a compresión a 28 días obtenidas sobre tres probetas cilíndricas por hormigón se recogen en la tabla 4.3.

El acero pasivo utilizado consistió en barras corrugadas de distintos diámetros (8, 10 y 12 mm) de calidad B 500 S. Como acero activo se usaron barras Macalloy de 26,5 mm de diámetro nominal compuestas de acero de alta resistencia, de calidad 85/105. Las fibras utilizadas fueron fibras Dramix 65/40 BN cuyos extremos estaban conformados.

	PC		SFRC	
	Panel central	Panel lateral	Panel central	Panel lateral
Cemento CEM I/42.5 R (kg/m ³)	380	402	380	402
Arena 0/5 (kg/m ³)	790	799	790	799
Árido 5/12 (kg/m ³)	1020	832	1020	832
Gravilla 12/25 (kg/m ³)		173		173
Agua (l/m ³)	183	168	183	168
MELCRET PF-75 (superfluidificante) (l/m ³)	3,8		3,8	
Polifuncional (l/m ³)		4,831		4,831
Fibras Dramix 65/40 (kg/m ³)			60	60
Relación a/c	0,48	0,43	0,48	0,43
V _f (%)	-	-	0,76	0,76
Asiento del cono (cm)	20	20,5	16	16,5
f _{cm} (MPa)	42,1	31,9	42,4	30,7

Tabla 4.3. Características físicas y mecánicas de los hormigones de los paneles UPC.

4.3.4. Instrumentación

Para obtener información acerca del desarrollo de los ensayos se elaboró un programa de mediciones de una serie de magnitudes físicas. Las tensiones en las barras de pretensado se controlaron en todo momento mediante células de carga. La medición de las flechas y de los deslizamientos entre los paneles se llevó a cabo con LVDTs (Transformadores Diferenciales de Variación Lineal). El registro de la apertura de las juntas se hizo con extensómetros magnéticos. Las deformaciones fueron medidas con galgas o bandas extensométricas, formadas por pequeñas resistencias montadas sobre un material soporte. Se usaron en dos modalidades, rosetas y bandas embebidas. El actuador, un gato MTS de cilindro servohidráulico de 1 MN de capacidad, medía la carga aplicada con su propia célula de carga. Una visión general de la instrumentación utilizada en los ensayos PC-R y SFRC-R queda recogida en las figuras 4.7 y 4.8. La utilizada en los ensayos PC-C y SFRC-C en las figuras 4.9 y 4.10. La utilizada en los ensayos PC-JC y SFRC-JC en las figuras 4.11 y 4.12. La utilizada en los ensayos PC-JA y SFRC-JA en las figuras 4.13 y 4.14.

4.3.5. Configuración de los ensayos

En la figura 4.15 se presenta la configuración general del ensayo. La colocación de los paneles bajo el pistón de carga fue concienzuda, ya que era fundamental asegurar la verticalidad de los mismos, para asegurar que no se introducían resultantes horizontales, y un correcto centrado, para evitar excentricidades en un alma tan estrecha. Los paneles fueron apoyados sobre unas placas de apoyo que a su vez eran sostenidas por unos rodillos de acero, de modo que los apoyos sólo restringían movimientos verticales.

La carga era transmitida por el pistón al subpanel central en su parte superior. Para evitar fallos prematuros del panel por compresiones excesivas en la zona de carga se confinó el hormigón transversalmente con ayuda de un sombrerete auxiliar que transmitía unas compresiones transversales por medio de unos chapones de acero y unos tornillos pretensados. El ensayo se realizó utilizando un sistema de control por lazo cerrado, controlando los desplazamientos. Se eligió como señal de retroalimentación la velocidad de descenso del pistón, que se fijó en 0.25 mm/min para todos los ensayos exceptuando los de junta abierta, en los que la velocidad se incrementó a 0.75 mm/min para acelerar los ensayos.

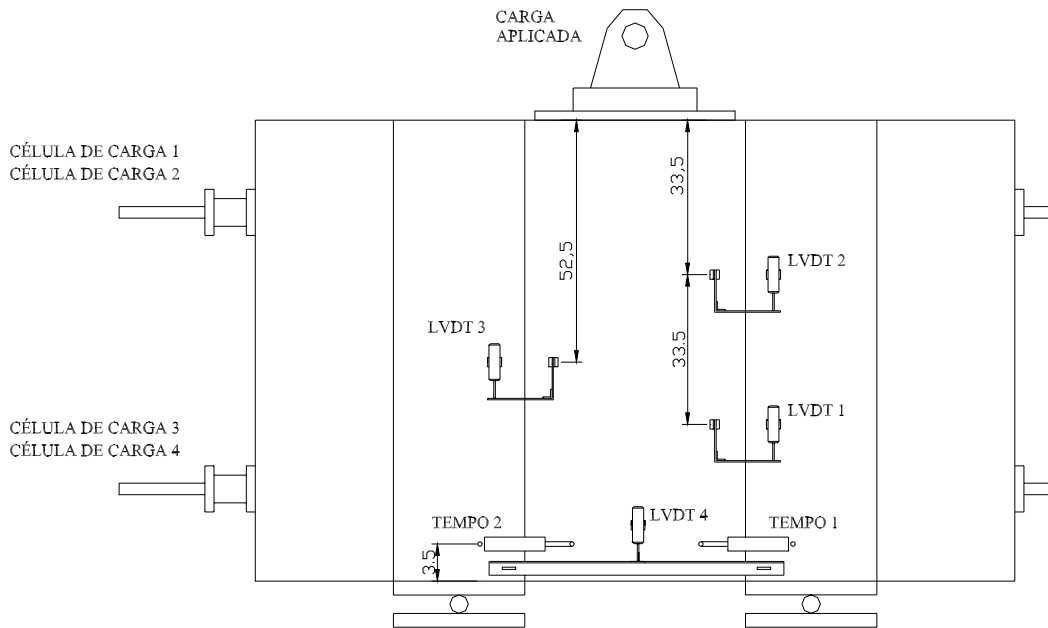


Figura 4.7. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-R y SFRC-R.

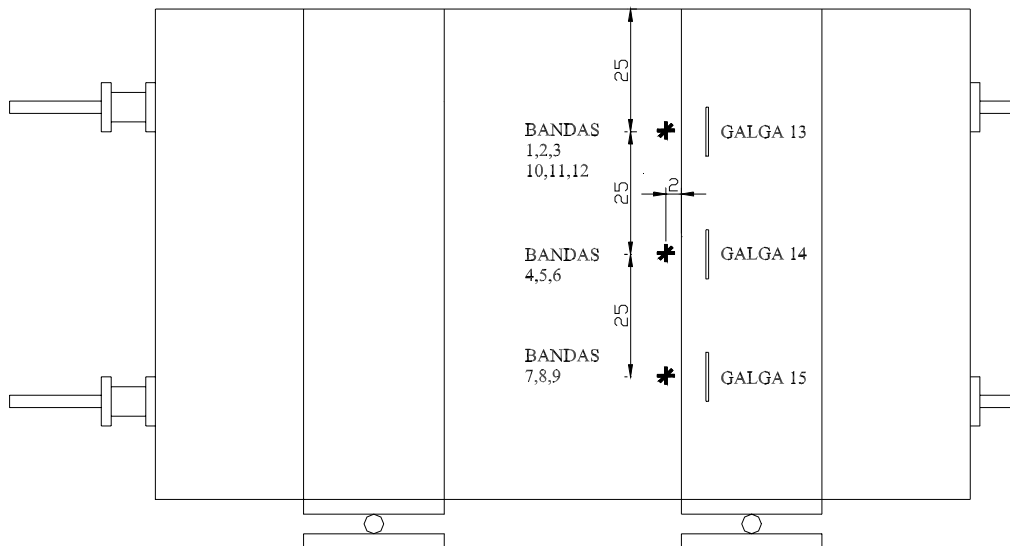


Figura 4.8. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-R y SFRC-R.

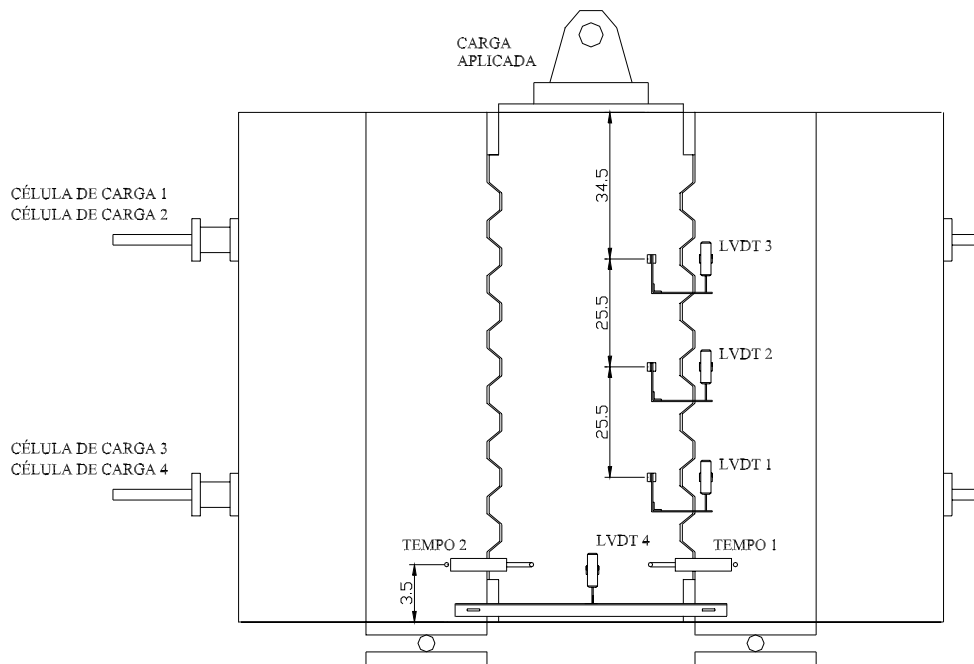


Figura 4.9. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-C y SFRC-C.

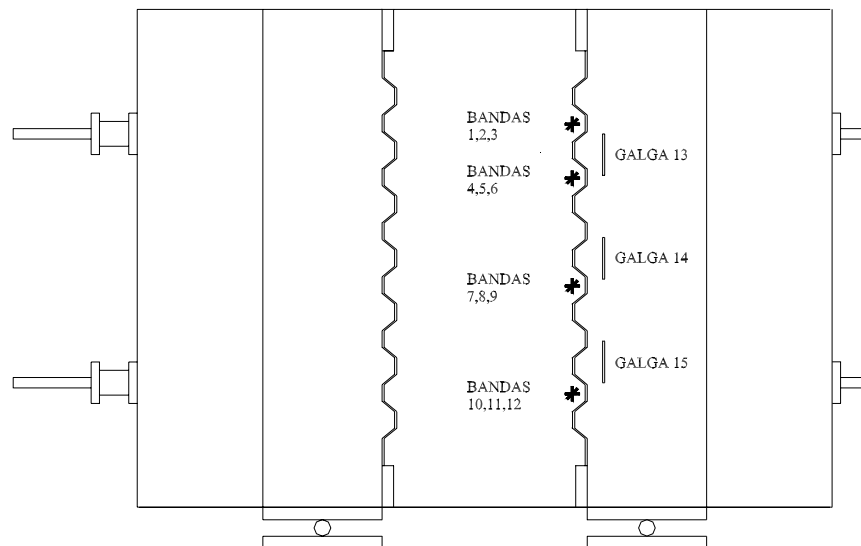


Figura 4.10. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-C y SFRC-C.

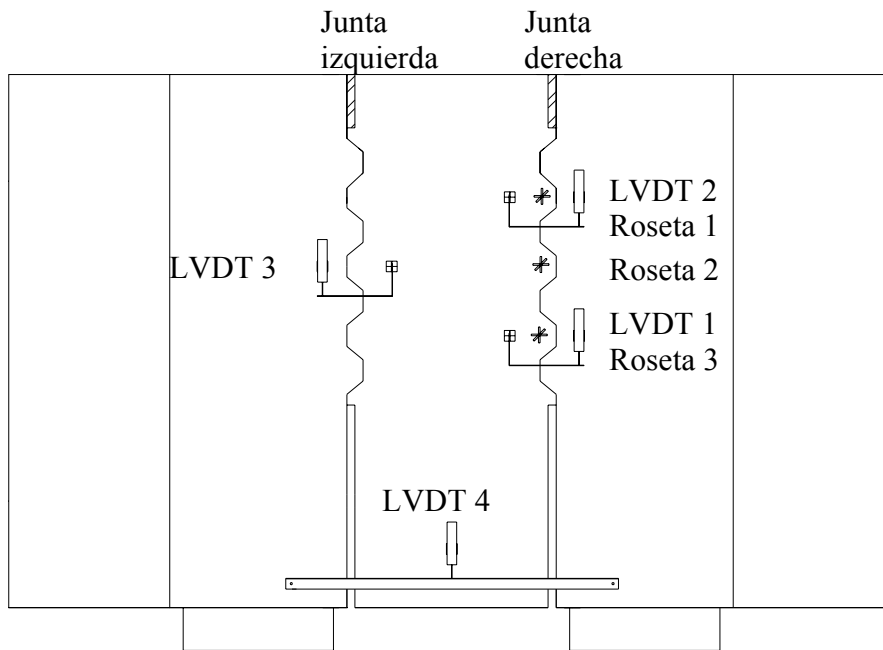


Figura 4.11. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-JC y SFRC-JC.

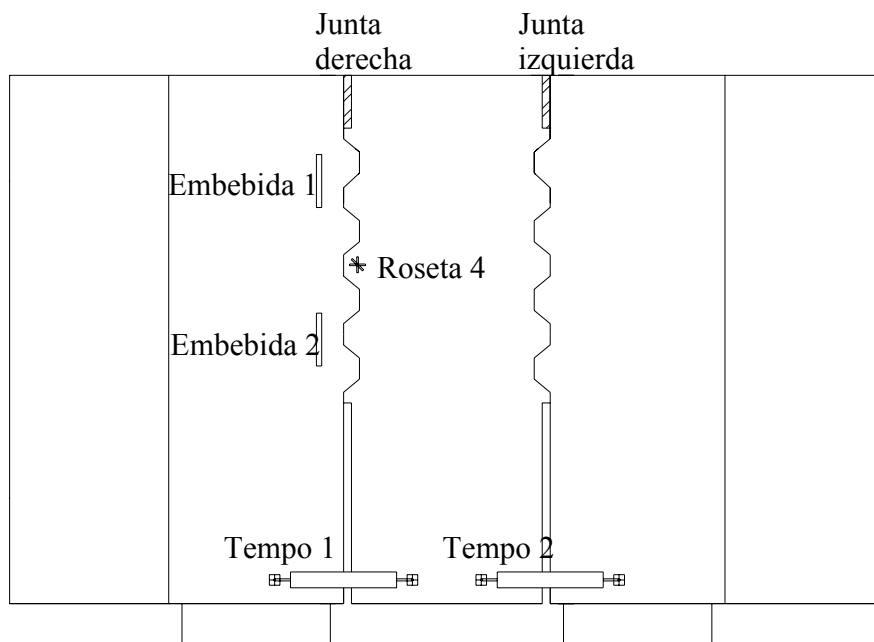


Figura 4.12. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-JC y SFRC-JC.

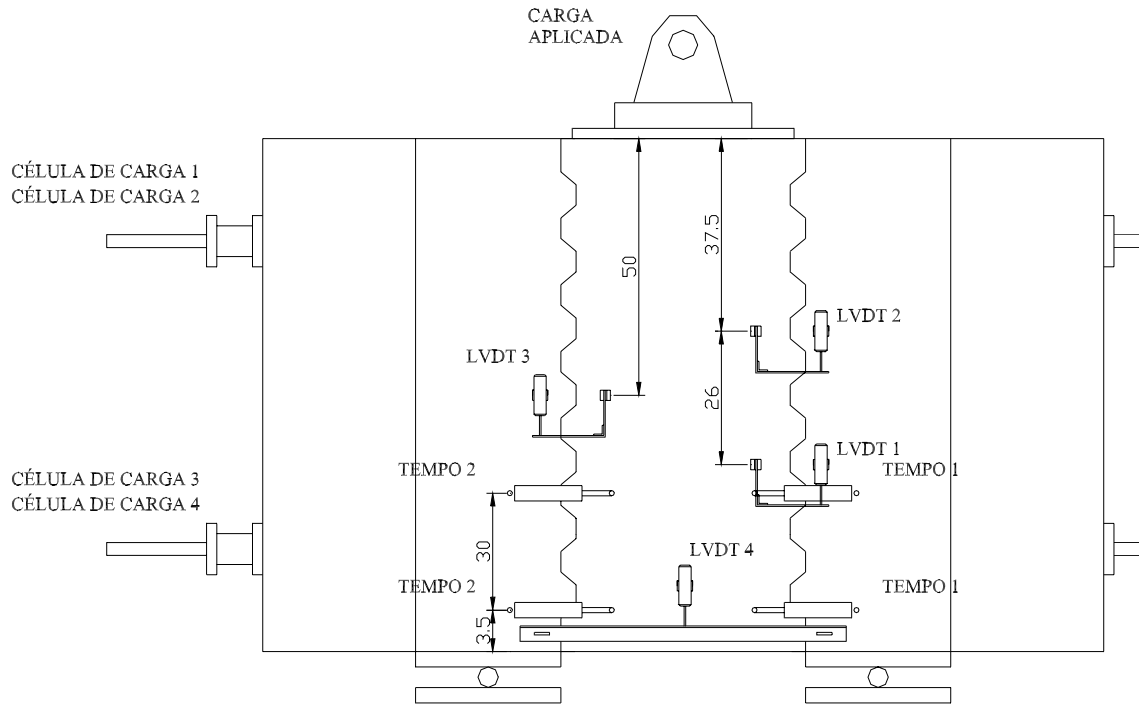


Figura 4.13. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-JA y SFRC-JA.

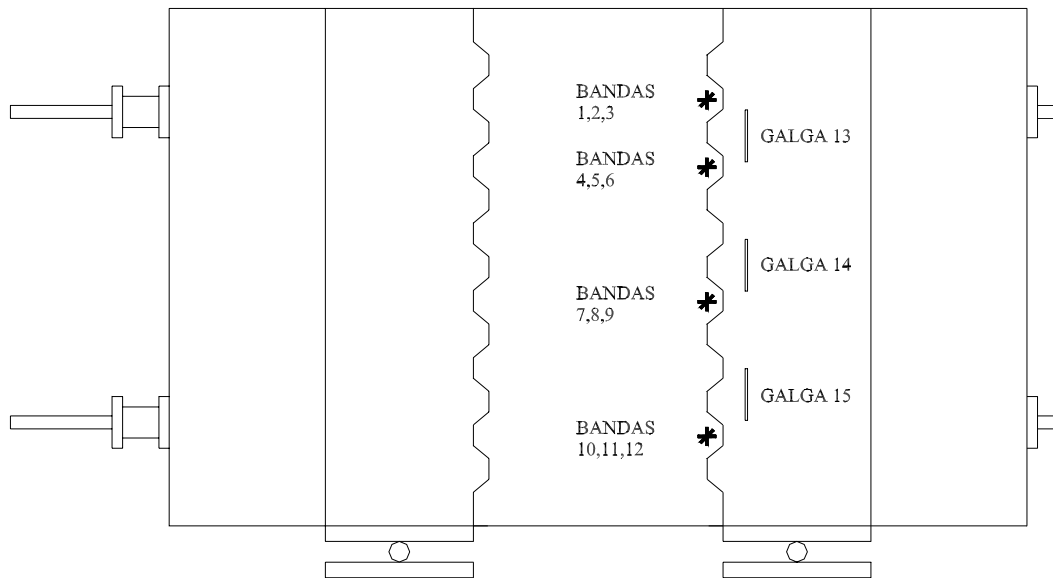


Figura 4.14. Ensayos de paneles UPC.
Instrumentación PC-JA y SFRC-JA.

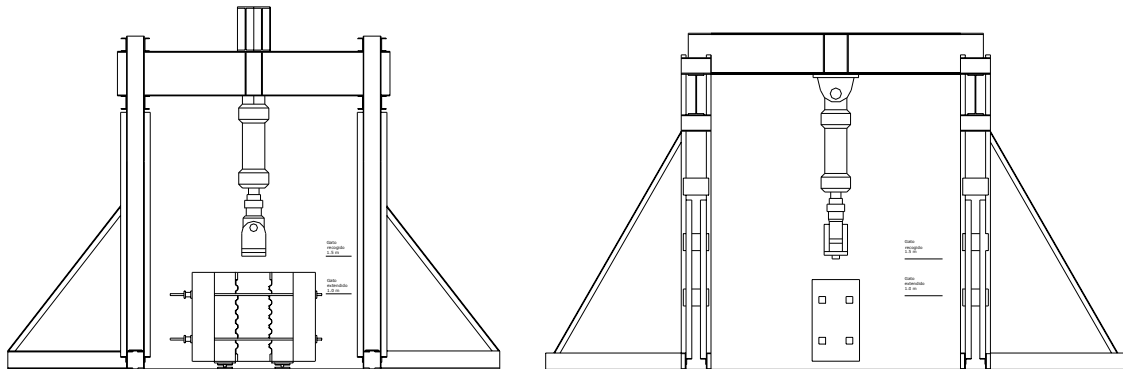


Figura 4.15. Configuración de los ensayos de paneles UPC

4.3.6. Comportamiento de los paneles durante los ensayos.

Se pasa a continuación a describir el comportamiento de los ensayos de un modo mayormente cualitativo. En esta descripción se incidirá en los aspectos más relevantes que ayuden a la consecución de los objetivos de esta tesis. Además, para evitar duplicaciones en la exposición, los resultados utilizados para intentar calibrar el modelo se expondrán directamente en el capítulo 5.

4.3.6.1. Ensayos de rozamiento.

El objetivo de estos ensayos, además de medir el coeficiente de rozamiento μ_1 hormigón-hormigón, era estudiar la variación del coeficiente de rozamiento en función de la degradación de la superficie. Para ello, el panel PC-R se ensayó cuatro veces. La secuencia de ensayo que se siguió fue ensayar el panel midiendo cargas, desplazamientos y deformaciones (PC-R-1). Doblar el pretensado sin desmontar el ensayo, y volver a ensayar repitiendo las medidas (PC-R-2). Desmontar el panel y volver a alinearlos. Darle el pretensado original y volver a realizar un ensayo completo (PC-R-3). Volver a doblar el pretensado y volver a ensayar (PC-R-4). El panel SFRC-R se ensayó sólo dos veces, una con pretensado sencillo (SFRC-R-1) y otra con pretensado doble (SFRC-R-2). Los ensayos no se interrumpían tras alcanzar la carga máxima sino que se permitía que el subpanel central deslizara entre 5 y 6 mm con respecto a los subpaneles laterales. Desgraciadamente, los datos correspondientes a los ensayos PC-R-1 y SFRC-R-1 se perdieron. Los datos correspondientes a los restantes ensayos se resumen en la tabla 4.4. Allí se incluyen los

valores del axil de pretensado inicial P_0 , el axil de pretensado final P_f , la carga última proporcionada por el pistón antes del primer deslizamiento Q_u , y el coeficiente de rozamiento en ese primer deslizamiento μ_1 . La configuración general del ensayo puede verse en la figura 4.16.

	P_0 (MN)	P_f (MN)	Q_u (MN)	μ_1
PC-R-2	0,496	0,494	0,570	0,577
PC-R-3	0,241	0,236	0,237	0,501
PC-R-4	0,504	0,502	0,493	0,491
SFRC-R-2	0,498	0,496	0,542	0,527

Tabla 4.4. Resumen de resultados ensayos de rozamiento. UPC.

El rozamiento entre dos superficies se produce por el hecho de que éstas no son perfectamente lisas. Las pequeñas protuberancias existentes en las mismas se oponen al deslizamiento entre las caras en contacto. A medida que el deslizamiento progresa, se produce un efecto de pulido que poco a poco va limando las irregularidades y reduciendo el coeficiente de rozamiento μ_1 a medida que el deslizamiento progresa. Este fenómeno del pulido, inapreciable a simple vista, se pone de manifiesto al desmontar los paneles y observar las superficies ensayadas. Todas ellas se encuentran recubiertas de un fino polvo almacenado tras el deslizamiento.

El análisis de la variación del coeficiente μ_1 a medida que se van sucediendo los ensayos en el panel PC-R reflejada en la tabla 4.4, o el análisis de la figura 4.17, también ponen de manifiesto este fenómeno. En la citada figura se muestra una gráfica carga-flecha típica de un ensayo PC-R. Allí se observa como las superficies no deslizan hasta que en el ensayo se alcanza la carga $Q_u = \mu_1 \cdot P_f$, momento en el cual el panel desliza y empieza a actuar el coeficiente de rozamiento dinámico, menor que el coeficiente de rozamiento estático. Debido al control del actuador, que se hace por desplazamientos, la carga aplicada disminuye y el panel deja de deslizar. El panel vuelve a ofrecer la resistencia al deslizamiento, oponiéndose nuevamente a éste con el coeficiente de rozamiento estático. Esta vez, la carga no podrá aumentar hasta Q_u , sino hasta un valor menor, debido a que el coeficiente de rozamiento ha disminuido debido al efecto de pulido. El fenómeno se repite con una disminución paulatina del coeficiente de rozamiento μ_1 a medida que se acumulan los desplazamientos.

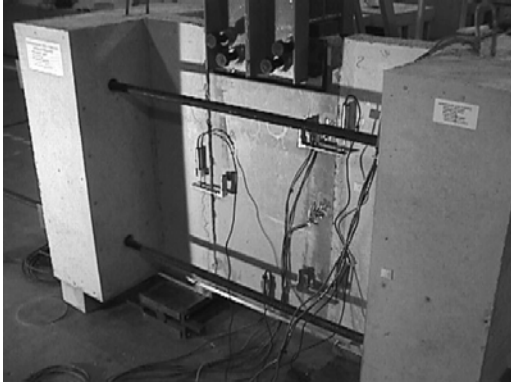


Figura 4.16. Configuración general del ensayo PC-R.

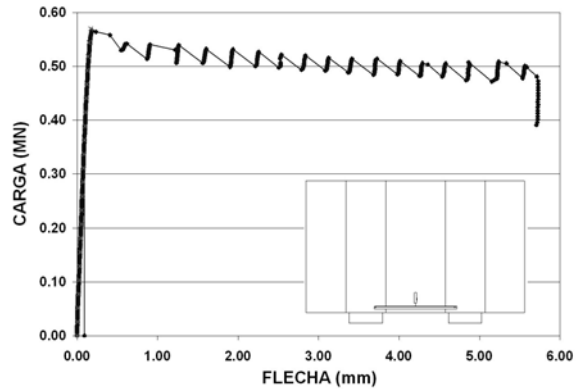


Figura 4.17. Curva carga-flecha. Ensayo PC-R-2.

4.3.6.2. Ensayos de cohesión

En los ensayos de cohesión a la junta se le proveyó de unas llaves conjugadas (figura 4.2). En las partes superior e inferior del panel, entre las juntas, se interpusieron unas láminas de neopreno-teflón de 1,0 cm de espesor y $10 \times 10 \text{ cm}^2$ de área. Éstas impedían que las cargas de pretensado precomprimieran las juntas y permitían que a lo largo de todo el ensayo existiera una separación de unos 3 mm entre las caras de la junta. En la figura 4.18 se puede apreciar un detalle de la junta conjugada con la citada separación. Dos problemas sobrevenidos durante la realización de los ensayos PC-C y SFRC-C son limitativos a la hora de interpretar los datos registrados en el laboratorio. En el ensayo PC-C-1, cuando la carga aplicada era de 0,657 MN (61% de Q_u), la superficie de aplicación de la carga falló y hubo de interrumpirse el ensayo (figura 4.19). La reparación de la superficie dañada se realizó con un mortero a base de resinas epoxi y cargas de cuarzo sin desmontar el panel. Una vez endurecido, se volvió a ensayar (PC-C-2). El ensayo SFRC-C hubo de interrumpirse debido a la desestabilización e inicio de vuelco del panel. Debido al avanzado estado de carga y deterioro del panel, éste no se volvió a ensayar.

Por lo demás, el desarrollo de todos los ensayos es cualitativamente muy similar. Al comenzar el ensayo, las llaves no están en contacto, con lo que al empezar a aplicar carga hay un deslizamiento relativo de los subpaneles hasta que las llaves se acomodan y contactan. A partir de ese momento, a medida que aumenta la carga, aumenta el axil en las barras de pretensado. Se da un cierto efecto de dilatación que hace que, a medida que el panel se va cargando, las juntas se separen y el acero tome carga. Las llaves se van

fisurando progresivamente en ambas juntas a medida que progresa el ensayo. Visualmente se aprecia que las llaves no fallan todas a la vez, sino que unas van fallando antes que otras. El análisis de las deformaciones medidas con las rosetas confirman este extremo. La rotura del panel PC-C se alcanza de forma brusca y explosiva, quedando la junta gravemente dañada (Figuras 4.20 y 4.21).

Los principales resultados de los dos ensayos, quedan recogidos en la tabla 4.5. En ésta se incluyen los valores del pretensado superior e inferior al comienzo del ensayo y al finalizarlo (P_{0s} , P_{0i} , P_{fs} y P_{fi}), la carga máxima alcanzada en el ensayo (Q), y el desplazamiento medio δ_m entre el subpanel central y el lateral para la carga Q (media de los desplazamientos relativos medidos por LVDT1, LVDT2 y LVDT3 de la figura 4.9).

	P_{0s} (MN)	P_{0i} (MN)	P_{fs} (MN)	P_{fi} (MN)	Q (MN)	δ_m (mm)
PC-C	0,017	0,172	0,059	0,258	1,077	0,81
SFRC-C	0,018	0,180	0,038	0,250	0,945	0,80

Tabla 4.5. Resumen de resultados ensayos de cohesión. UPC.



Figura 4.18. PC-C-1. Detalle de la junta instrumentada donde se aprecia la separación entre las llaves.



Figura 4.19. Estado en que quedó el punto de aplicación de la carga al finalizar PC-C-1.



Figura 4.20. Rotura del panel PC-C-2.



Figura 4.21. Detalle de la rotura de una llave PC-C-2.

4.3.6.3. Ensayos de junta cerrada

En los ensayos de junta cerrada (PC-JC y SFRC-JC) se intentó modelizar el comportamiento de las juntas antes de alcanzar el estado límite de descompresión. Debido a la limitada capacidad de carga de los medios disponibles, las juntas estaban provistas únicamente de cuatro llaves (figura 4.3). En las zonas superior e inferior de las juntas e interpuestas entre las mismas se dispusieron unas láminas de neopreno teflón de 1,0 cm de espesor y 10x10 cm² de área. Éstas estaban embebidas en el hormigón, de modo que se permitía que las llaves estuvieran en contacto en todo su desarrollo, transmitiendo la carga a través del área de las llaves A_k y del área lisa entre las mismas A_{sm} . El pretensado se dimensionó para evitar la apertura de juntas para las cargas del ensayo.

El resumen de los resultados obtenidos en los ensayos aparece reflejado en la tabla 4.6, incluyéndose los valores del pretensado superior e inferior al comienzo del ensayo y al finalizarlo (P_{0s} , P_{0i} , P_{fs} y P_{fi}), la carga máxima alcanzada en el ensayo (Q_u), y la flecha δ . Los paneles se comportaron de manera más flexible que los precedentes, debido a que las juntas sólo estaban provistas de llaves en la mitad de su altura. Existe un incremento notable de las fuerzas de pretensado entre el momento inicial y la rotura, lo que implica que se produce una cierta dilatación en las juntas a medida que la carga aumenta. El comportamiento del panel es lineal hasta cargas próximas a la rotura. En los momentos previos a la rotura las llaves presentan un estado de fisuración muy avanzado, lo cual no les impide seguir transmitiendo carga. Es evidente, que con un estado de fisuración como el reflejado en la figura 4.22, se puede admitir una redistribución total de esfuerzos entre las

llaves. La figura 4.23 muestra una imagen en la que se aprecia el estado en el que quedó la junta tras la rotura. La geometría original de las llaves queda totalmente irreconocible.

	P_{0s} (MN)	P_{0i} (MN)	P_{fs} (MN)	P_{fi} (MN)	Q_u (MN)	δ (mm)
PC-JC	0,047	0,119	0,086	0,193	0,777	1,67
SFRC-JC	0,043	0,120	0,084	0,181	0,715	2,08

Tabla 4.6. Resumen de resultados ensayos de junta cerrada. UPC.



Figura 4.22. PC-JC. Estado en el que se encontraban las llaves en la fase de prerrotura.



Figura 4.23. PC-JC. Estado en el que quedó la junta tras la rotura.

El comportamiento del PC-JC y SFRC-JC es muy similar. Las cargas últimas son muy similares. El empleo de SFRC no implica mayor carga última en el ensayo, ni mayor ductilidad. Sólo existen diferencias en el comportamiento post-pico, advirtiéndose en el SFRC-JC un comportamiento más tenaz. En el SFRC-JC también se observa una mayor integridad en las llaves tras la rotura.

4.3.6.4. Ensayos de junta abierta

En los ensayos PC-JA y SFRC-JA se permitió que las juntas, provistas de llaves conjugadas, se abriesen durante el proceso de carga, intentando emular el comportamiento de una junta una vez superado el estado límite de descompresión (figura 4.4). Para conseguir esto, se eliminó completamente el pretensado inferior, obteniendo la apertura de junta desde los primeros instantes de carga. El pretensado superior incrementa rápidamente

su tensión debido al pequeño brazo mecánico del que dispone la estructura para resistir momentos flectores.

El panel PC-JA se comporta de una manera extremadamente asimétrica, a pesar de la aparente simetría de geometría y cargas. La figura 4.24 muestra claramente esta asimetría. Las rotaciones se concentran en una de las juntas provocando, para una carga de 0,3MN, una apertura de 20 mm, cuando la otra sólo abre 3 mm para la misma carga. Con las llaves visiblemente fisuradas, el panel falla bruscamente por giro del subpanel central para una carga $Q_u=0,317MN$. En el momento del fallo, sólo tres de estas llaves se encuentran en contacto, una de ellas por debajo de la fibra neutra.

El comportamiento del panel SFRC-JA es también asimétrico. Para la carga última $Q_u=0,347MN$, la apertura de la junta instrumentada es de 11,2mm. La junta instrumentada es la más abierta. En el momento de la rotura, tan sólo tres llaves se encuentran en contacto.

La fisuración observada en las llaves en estos ensayos se aprecia en la figura 4.24. En la figura 4.24a la fisura que aparece puede atribuirse a la flexión de la llave. En la figura 4.24b aparece una combinación de fisuras por flexión y por cortante.

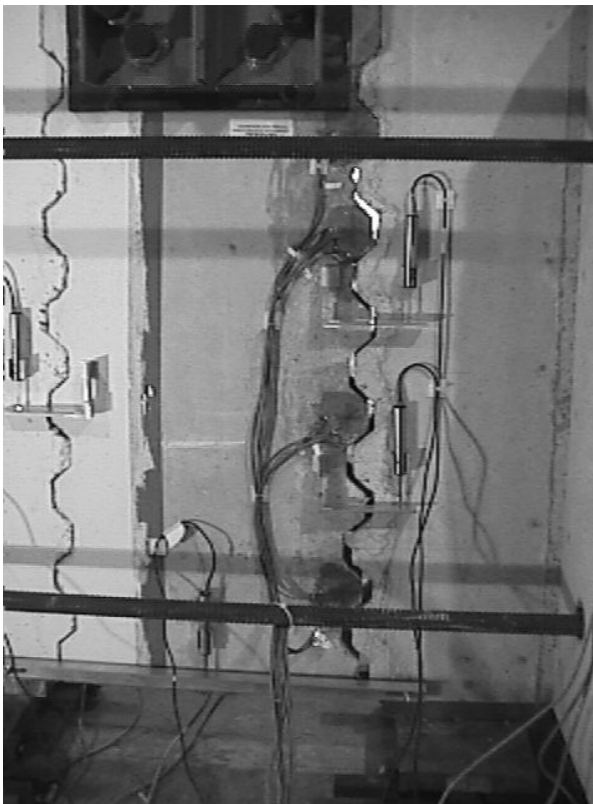
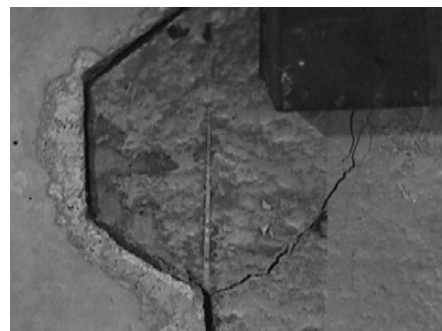
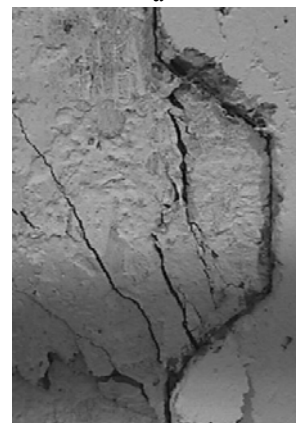


Figura 4.24. Desarrollo del ensayo PC-JA.



a



b

Figura 4.25. Fisuración en las llaves en los ensayos de junta abierta

Los principales resultados de estos ensayos se encuentran recopilados en la tabla 4.7, incluyéndose en ésta los valores del pretensado superior e inferior al comienzo del ensayo y al finalizarlo (P_{0s} , P_{0i} , P_{fs} y P_{fi}), la carga máxima alcanzada en el ensayo (Q_u), y la flecha δ .

	P_{0s} (MN)	P_{0i} (MN)	P_{fs} (MN)	P_{fi} (MN)	Q_u (MN)	δ (mm)
PC-JA	0,004	-	0,209	-	0,317	4,75
SFRC-JA	0,043	-	0,084	-	0,347	3,16

Tabla 4.7. Resumen de resultados ensayos de junta cerrada. UPC.

4.4. ENSAYOS DE VIGAS

4.4.1. Diseño de los ensayos.

Se ensayaron a cortante un total de seis vigas con sección en doble T de 0,60 m de canto y 7,60 m de longitud, tres de ellas de hormigón convencional (PC) y otras tres de hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC). Las vigas estaban provistas de juntas secas conjugadas, con tres llaves de cortante cada una. Estas llaves eran geoméricamente idénticas a las ensayadas en los paneles de Llopart y Polo ($H=13$ cm; $h=9$ cm; $s=2,5$ cm; $d=3$ cm).

Estos ensayos pueden dividirse en dos series. La primera constaba de cuatro vigas biapoyadas de 7,20 m de luz, compuestas de tres dovelas de longitud variable ensambladas con pretensado exterior, a las que se les aplicaba una carga exterior Q_1 llevándolas hasta rotura (figura 4.26). Los ensayos de los que constaba esta serie se denominaron:

1- V1-PC-35. Ensayo sobre una viga de hormigón de $f_c=30$ MPa con un axil de pretensado de 0,350 MN.

2- V1-PC-70. Ensayo sobre una viga de hormigón de $f_c=30$ MPa con un axil de pretensado de 0,700 MN.

3- V1-SFRC-35. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de $f_c=30$ MPa con un axil de pretensado de 0,350 MN.

4- V1-SFRC-70. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de $f_c=30$ MPa con un axil de pretensado de 0,700 MN.

Los ensayos V1-PC tenían como objetivos el verificar el comportamiento de la junta abierta ante sollicitaciones de cortante, el cuantificar la influencia del axil de pretensado en la resistencia de la junta y de la estructura, y estudiar la eficacia de la armadura de cortante

próxima a la junta abierta, para determinar si es necesario incluir la armadura de suspensión propugnada por la ATEP. Con los ensayos V1-SFRC, complementarios de los anteriores, se quería además tantear la posibilidad de la sustitución de la armadura convencional de cortante en el caso de utilización de hormigones con fibras. Para ello, la armadura convencional en estas vigas se eliminó por completo (salvo unos refuerzos longitudinales para evitar roturas prematuras por flexión en la dovela más larga y las armaduras presentes en anclajes y desviadores).

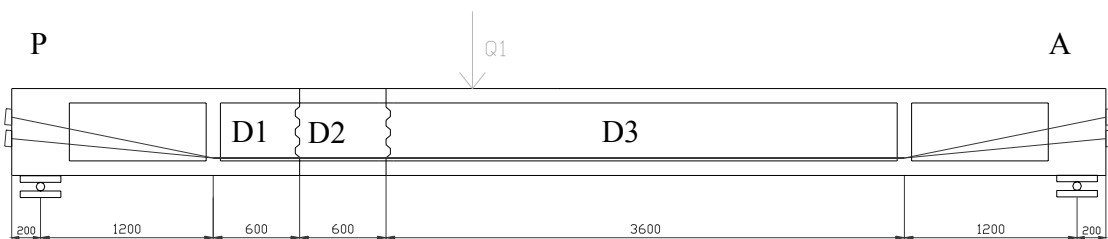


Figura 4.26. Configuración de la serie de ensayos V1.
Dimensiones en mm.

La segunda serie intentaba profundizar en el comportamiento de la junta abierta en la transmisión de cortante. En concreto, se pretendía medir la resistencia de la junta y comprobar la colaboración del forjado comprimido a la hora de transmitir cortante en estructuras con relaciones a/d mayores que las empleadas en los ensayos de Fouré. Para ello, se ensayaron a rotura dos vigas de 7,60 m. de longitud y 0,60 m de canto, constituidas de dos dovelas, sometidas a tres puntos de carga (figura 4.27). En cada estructura, que constaba de una luz principal de 6,00 m. y un voladizo de 1,40 m., se superaba el estado límite de descompresión mediante la actuación de una carga Q1. Una vez conseguida la apertura de junta, se aplicaba la carga Q2 y se llevaba la viga a rotura, manteniendo constante la carga Q1. La carga Q2, permitía aumentar el cortante actuante en la junta, sin aumentar la ley de momentos flectores. En la figura 4.28 se reflejan las leyes de momentos flectores y cortantes en las vigas V3 debidas al pretensado y a las cargas Q1 y Q2. Nótese que la ley de momentos flectores para Q2 se anula a la altura de la junta.

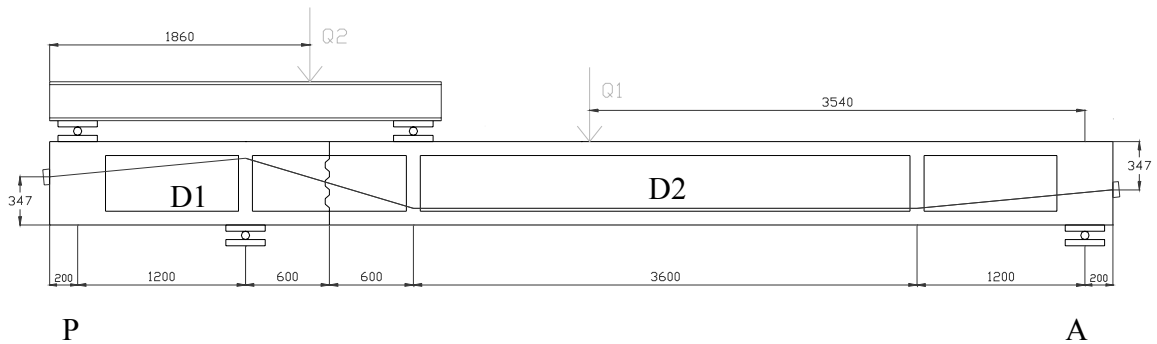


Figura 4.27. Configuración de la serie de ensayos V3.
Dimensiones en mm.

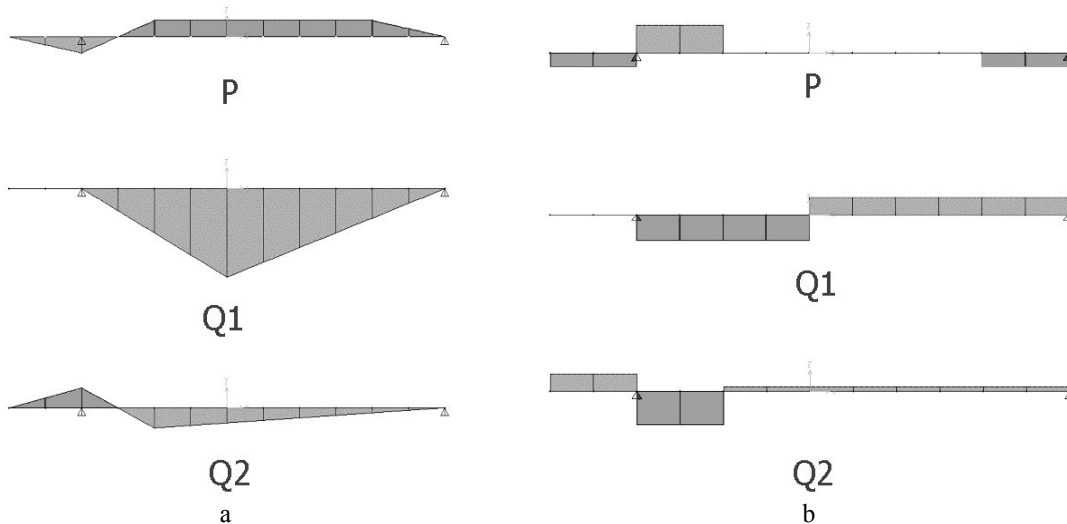


Figura 4.28. Leyes de momentos flectores (a) y de cortantes (b) en los ensayos V3
debidas al pretensado P y a las cargas Q1 y Q2.

Los ensayos de los que constaba esta segunda serie se denominaron:

1- V3-PC. Ensayo sobre una viga de hormigón de $f_c=33$ MPa con un axil de pretensado de 0,250 MN.

2- V3-SFRC. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de $f_c=38$ MPa con un axil de pretensado de 0,250 MN.

Tanto en los ensayos V1 como en los V3, se introducían las fuerzas del pretensado mediante unas placas de reparto cuadradas de 12×12 cm². En la zona de anclajes, la estructura se macizaba una longitud de 40 cm. De idéntica manera, los desviadores se conformaban mediante un macizado de 10 cm. En la figura 4.29a, se representa la sección

transversal de las vigas en zona de centro luz, con $0,1730 \text{ m}^2$ de área bruta y $0,0086 \text{ m}^4$ de inercia bruta. En la figura 4.29b, un alzado de la zona de anclajes. La máxima excentricidad de los cables en los ensayos era de 17 cm. En la tabla 4.8 se resumen estos ensayos con su nomenclatura. Una definición geométrica más completa y los detalles de armado de estos ensayos se encuentran descritos en PIERNAGORDA (2003) y en el anejo A de esta tesis.

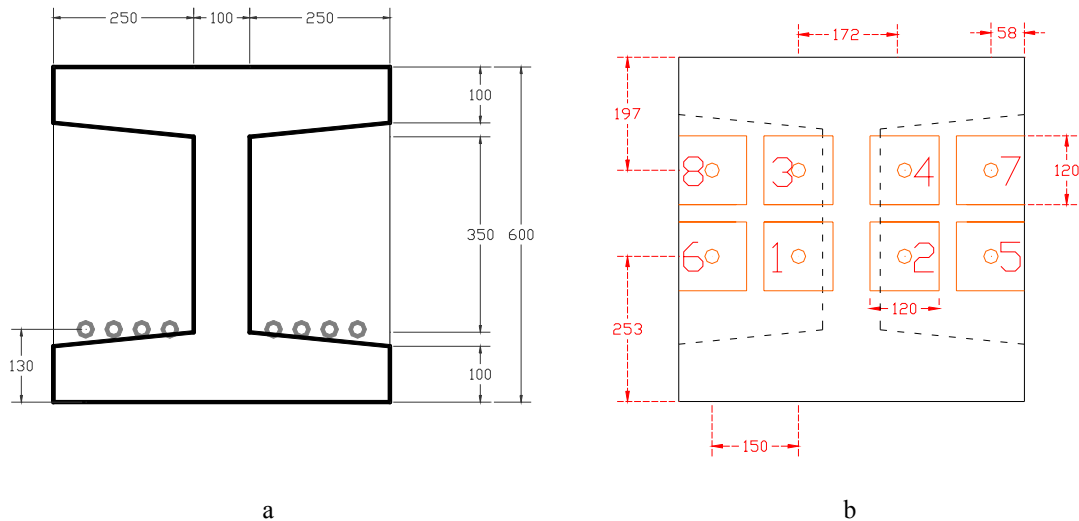


Figura 4.29. Sección transversal de las vigas en zona de centro luz y en zona de anclajes. Dimensiones en mm.

Ensayo	Puntos de carga	Cordones de pretensado	Material	Autor
V1-PC-35	1	4	PC	Piernagorda
V1-SFRC-35	1	4	SFRC	Piernagorda
V1-PC-70	1	8	PC	Piernagorda
V1-SFRC-70	1	8	SFRC	Piernagorda
V3-PC	3	2	PC	Turmo
V3-SFRC	3	2	SFRC	Turmo

Tabla 4.8. Programa de ensayos sobre vigas. UPC.

4.4.2. Fabricación

La ejecución de las vigas se llevó a cabo en una explanada habilitada para ello en la obra de soterramiento de la Ronda del Mig de Barcelona. La ejecución corrió a cargo de FCC y la dirección y supervisión de los trabajos a cargo de la Cátedra de Puentes de la Escuela de Caminos de Barcelona.

El encofrado de las vigas se realizó mediante el serrado y unión de paneles fenólicos y fue posteriormente apuntalado para compensar la presión hidrostática del hormigón fresco, inmovilizándolo (figura 4.30). Para configurar la geometría de la llave se utilizó chapa metálica moldeada en fábrica, que se adhirió al encofrado existente (figura 4.31).

La ferralla fue suministrada por Ferroibérica y posteriormente colocada en obra. En la figura 4.32 se muestra un detalle de la disposición de la armadura en las vigas V1-SFRC. En la figura 4.33, el armado de las vigas V3. Nótese la diferencia, apreciable a simple vista, entre las cuantías de armado de las dos series.

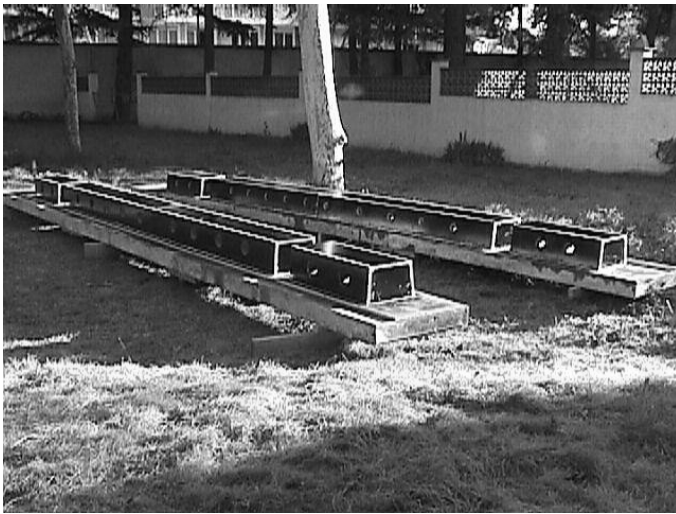


Figura 4.30. Encofrado vigas UPC.

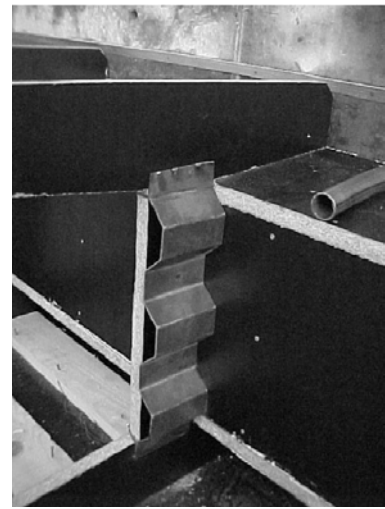


Figura 4.31. Detalle mascarón vigas UPC.



Figura 4.32. Detalle del armado de las vigas V1-SFRC



Figura 4.33. Detalle del armado de las vigas V3

El hormigón fue fabricado y transportado a obra desde la planta de Promsa en zona franca. Las fibras (RC 65/35 BN) se incorporaron al camión hormigonera en la misma obra. Como se intentaba emular al máximo las condiciones reales de fabricación de los puentes de dovelas, el hormigonado se realizó en dos fases. En una primera fase se hormigonaron las dovelas extremas de la viga V1 (dovelas D1 y D3 de la figura 4.26) y la dovela D1 de la viga V3 (figura 4.27). Se procedió al vibrado con vibrador de aguja. Una vez endurecidas, se hormigonaron la dovela central de la viga V1 y la dovela D2 de la viga V3. A los dos días se procedió al desencofrado.

Una vez desencofradas las vigas y separadas entre sí las dovelas (figura 4.34), éstas fueron transportadas al LTE para ser tesadas y ensayadas. El tesado fue realizado con el sistema BBR, mediante gato alevín (figura 4.35). Las vigas V1-75 estaban provistas de ocho cables de pretensado, las V1-35, de cuatro, y las V3, de dos. El tesado se realizó desde el lado activo (marcado con una A en las figuras 4.26 y 4.27) en el orden reflejado en la figura 4.29b.



Figura 4.34. Dovelas vigas UPC.

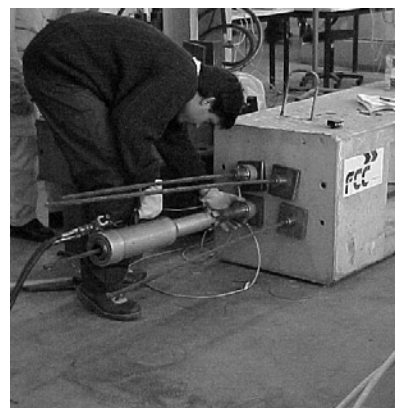


Figura 4.35. Tesado vigas UPC.

4.4.3. Materiales

Para cada viga se usaron dos tipos distintos de hormigones. La dosificación de la mezcla por m^3 fue 400 kg de cemento, 825 kg de arena (0-5 mm), 950 kg de grava (5-12 mm), 190 litros de agua y 0,9% de superplastificante. En el SFRC se añadieron, además, 60 kg/m^3 de fibra Dramix RC 65/35 BN. Las resistencias a compresión del día del ensayo y los asentamientos de cono quedan resumidos en la tabla 4.9. Para la obtención de la resistencia del

hormigón de las vigas V1 se rompió una única probeta cilíndrica por amasada. Para la obtención de la resistencia media del hormigón de V3, se rompieron 3 probetas cilíndricas por amasada. Se intentó buscar una alta trabajabilidad para el hormigón con fibras con objeto de que fuera capaz de fluir de manera adecuada entre las armaduras.

Como acero pasivo se emplearon barras corrugadas de acero de calidad B500S, suministradas cortadas y dobladas. Como acero activo se empleó acero Y 1860 S7 de 0,6” de diámetro.

	PC		SFRC	
	D1 D3	D2	D1 D3	D2
Asiento del cono (cm)	16	15	11	16
f_c (MPa)-V1	37,2	33,9	33,9	34,5
f_c (MPa)-V3	40,7	33,1	40,0	38,1

Tabla 4.9. Características físicas y mecánicas de los hormigones de las vigas UPC.

4.4.4. Instrumentación

Las tensiones del acero activo se controlaron mediante células de carga (modelo C6A de HBM, con una carga nominal de 0,5 MN). Las células se dispusieron en los extremos activo (CA) y pasivo (CP) en los ensayos V1-SFRC-35, V1-SFRC-70 y V1-PC-35 (figura 4.37a). Al constatar que en la rotura los incrementos de tensión en cada cable eran muy similares, en los ensayos V1-PC-70 y V3, se dispusieron células de carga únicamente en el lado activo (figuras 4.37b y 4.39). También se efectuaban medidas de los incrementos de deformación de los cables mediante galgas adheridas a los cables de pretensado tras el tesado (G en las figuras 4.36 y 4.38). Además, se midieron flechas y aperturas de junta mediante extensómetros magnéticos (Temposonic). Con todas estas medidas se quería recabar información para poder deducir, no sólo la magnitud del pretensado actuante, sino también la pérdida de excentricidad del mismo.

En los ensayos V1-PC, con objeto de comprobar la distribución de tensiones normales en el ancho del forjado, se embebieron unas galgas en el ala superior de la viga, en la zona próxima a la junta. También se introdujeron unas galgas embebidas en el seno de la dovela para intentar determinar la distribución de tensiones en el interior de la dovela entre juntas abiertas. Estas galgas extensométricas embebidas (EG de la figura 4.36) son bandas extensométricas convencionales, protegidas por una cápsula de un material sintético cuyo

módulo de deformación es similar al del hormigón. La superficie de estas cápsulas protectoras es irregular para favorecer una correcta adherencia con el hormigón.

Los actuadores median la carga aplicada con su propia célula de carga.

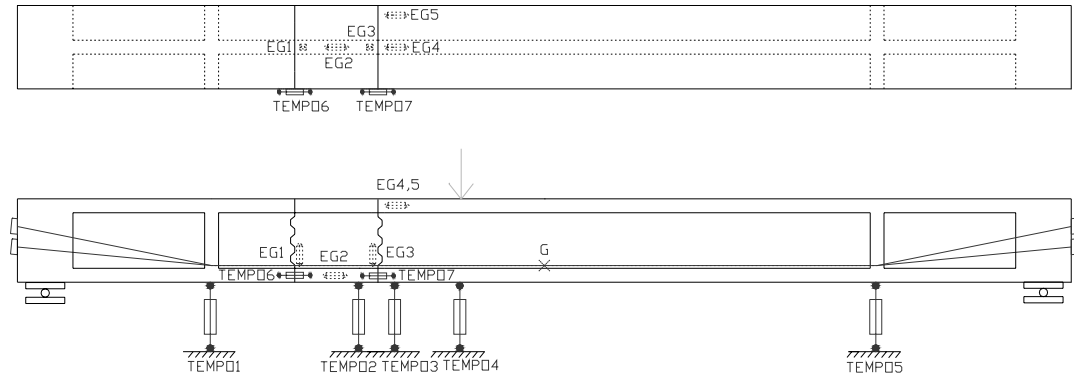


Figura 4.36. Instrumentación vigas V1-PC

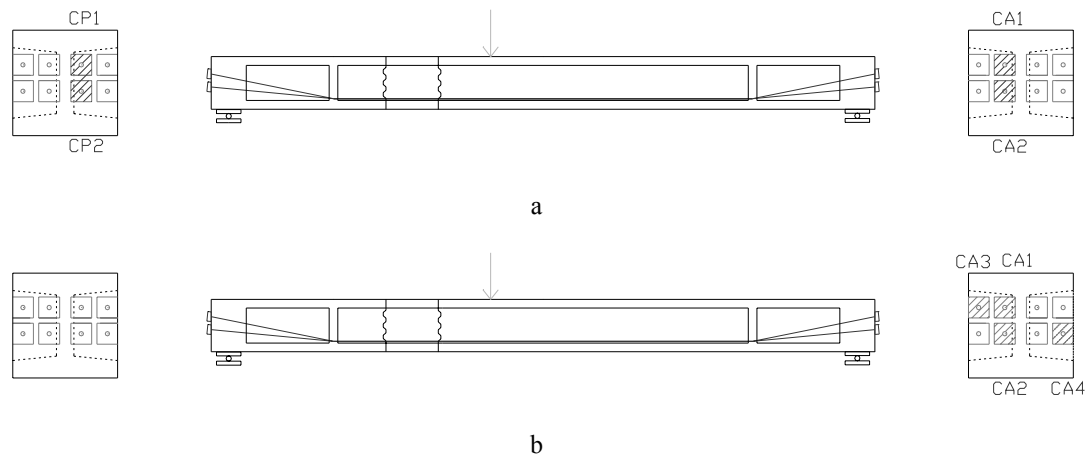


Figura 4.37. Instrumentación vigas V1-PC

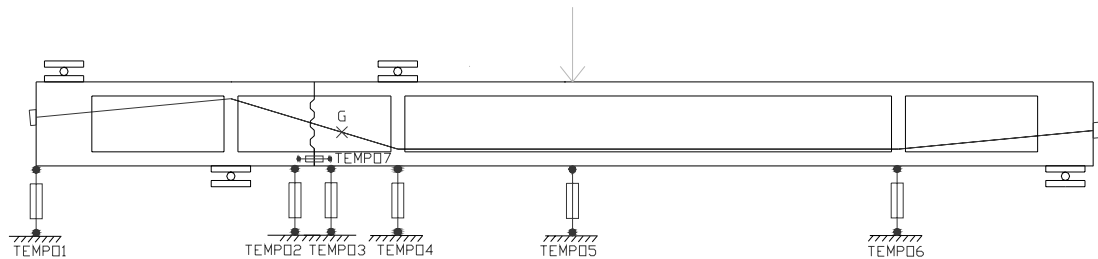


Figura 4.38. Instrumentación vigas V3

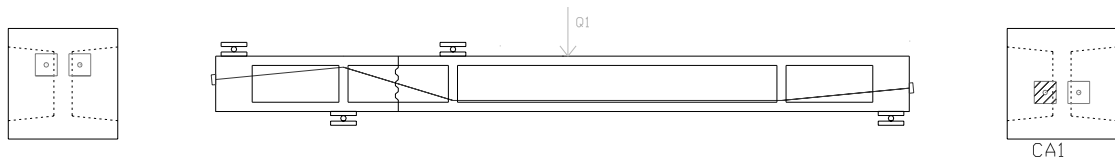


Figura 4.39. Instrumentación vigas V3

4.4.5. Configuración de los ensayos.

En la figura 4.40 se presenta la configuración general del ensayo V1. Las vigas fueron pretensadas y colocadas bajo el pórtico de carga sobre unos caballetes metálicos que les permitían mantenerse en el rango de actuación del gato. El apoyo entre caballetes y viga se efectuaba a través de unos apoyos deslizantes que permitían giros y desplazamientos horizontales. El actuador era un gato de pistón hidráulico MTS de 1 MN de capacidad. El control del ensayo se realizó por lazo cerrado, controlando que la velocidad de descenso del pistón fuera del orden de 0,05mm/sg.

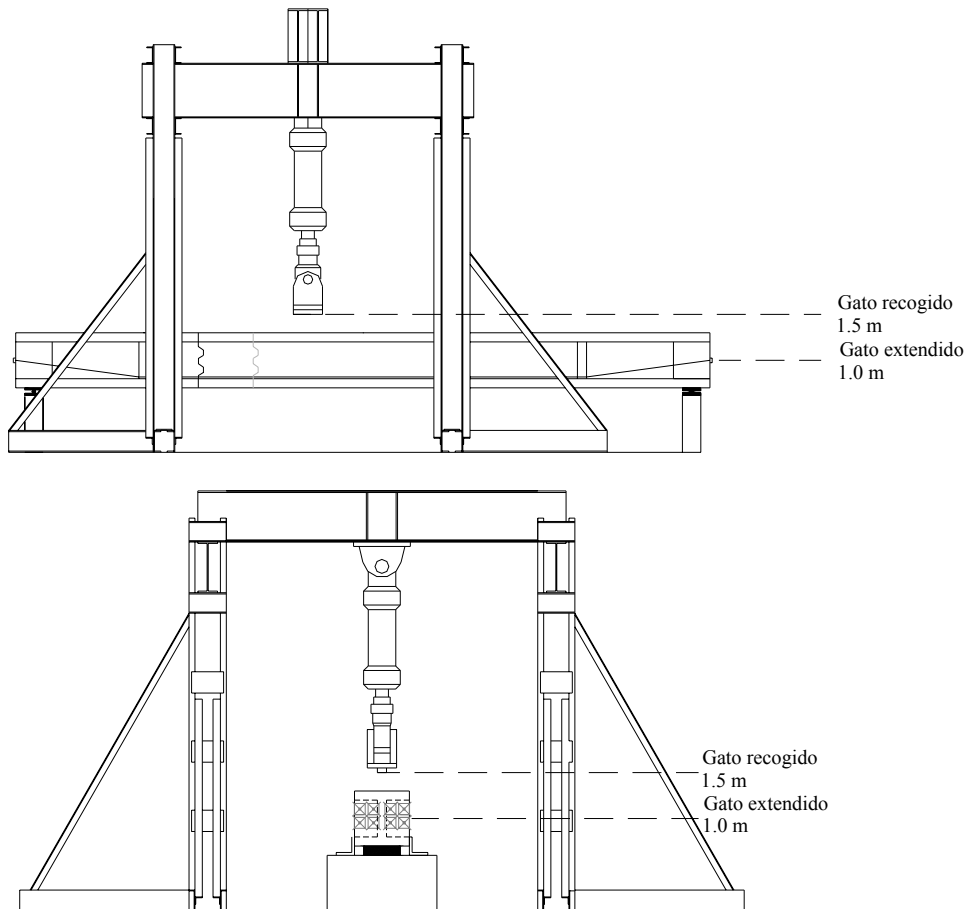


Figura 4.40. Vistas de la configuración del ensayo V1

En la figura 4.41 se presenta la configuración general del ensayo V3. Las vigas fueron pretensadas y posteriormente apoyadas sobre unos caballetes metálicos mediante unos apoyos que sólo restringían los movimientos verticales. En este ensayo, se utilizaron dos gatos MTS de pistón hidráulico de 1 MN y 0,250 MN de capacidad. El control del ensayo se realizó por lazo cerrado. A la viga se le introducía una carga Q_1 de 0,200 MN mediante un gato de pistón hidráulico MTS de 0,250 MN de capacidad. Esta carga se mantenía constante a lo largo de todo el ensayo. Seguidamente sobre la viga actuaba una carga Q_2 . Para la introducción de esta carga se disponía de un perfil metálico apoyado sobre la viga mediante unos rodillos deslizantes, dispuestos de tal modo que la aplicación de la carga Q_2 hacía aumentar el cortante exterior en la junta, manteniéndose constante el momento exterior en la junta. Se controlaba que la velocidad de descenso del pistón del segundo gato fuera del orden de 0,05mm/sg.

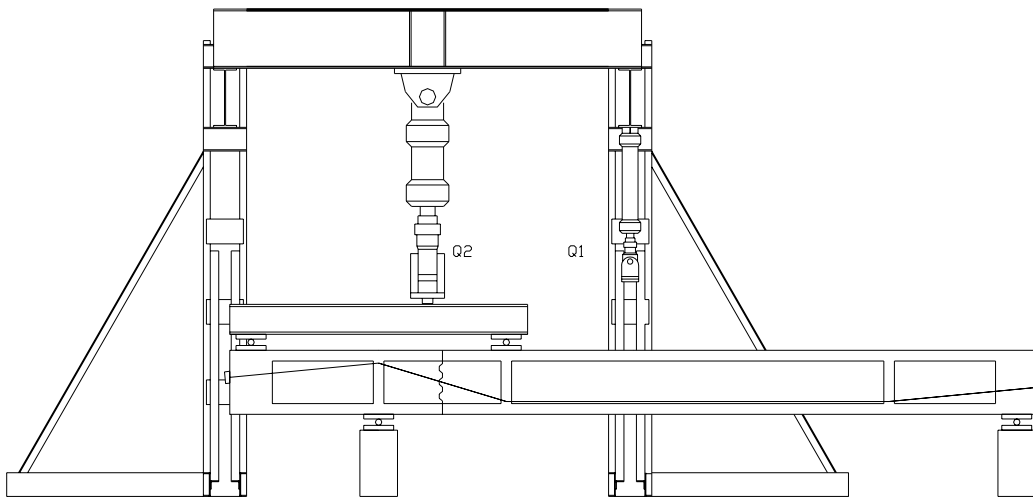


Figura 4.41. Sección de la configuración del ensayo V3

4.4.6. Comportamiento de las vigas durante los ensayos.

Se pasa a continuación a describir el comportamiento de los ensayos de un modo mayormente cualitativo. El análisis crítico de los resultados y la modelización numérica de los ensayos se describirá en el capítulo 6.

4.3.6.1. Serie de ensayos V1

La serie de ensayos V1 se diseñó para evaluar la posibilidad de eliminar el armado convencional de las vigas de dovelas con junta seca sustituyéndolo por fibras metálicas distribuidas en la matriz de hormigón. Para ello se fabricaron vigas de dovelas de PC con

armado convencional y vigas SFRC sin armadura convencional. Las vigas V1-SFRC sólo disponían de armadura convencional para controlar la introducción de esfuerzos en anclajes y desviadores y para aumentar la resistencia a la flexión en las secciones de la viga bajo el gato. También se quería poner de manifiesto la influencia del nivel de pretensado en la rotura por cortante en este tipo de estructuras.

Analizando el comportamiento de la serie de ensayos V1, hay que destacar, en primer lugar, la gran dispersión registrada en la evolución de la flecha elástica. En la tabla 4.10 se recogen los valores de las rigideces de las curvas carga-flecha de los ensayos V1 (figura 4.42) en su fase elástica y el valor teórico calculado según la teoría de Resistencia de Materiales (RM), utilizando secciones brutas y un módulo de elasticidad para el hormigón de 28000 MPa.. La diferencia entre el valor predicho por la Resistencia de Materiales y los valores obtenidos en los ensayos pueden atribuirse a la discontinuidad producida por la junta. Parece existir una cierta relación entre el axil de pretensado y la rigidez de la viga. La diferencia de rigidez entre V1-35 y V1-70 no debe atribuirse a la distinta cuantía de armadura activa, ya que el acero de pretensado no incrementa su tensión hasta después de la descompresión de la junta. Este extremo queda de manifiesto no sólo por los datos registrados por las células de carga, sino también por las galgas adheridas al acero de pretensado. También se observa que, para la misma cuantía de pretensado, la rigidez de V1-PC, con armadura longitudinal, es mayor que la rigidez de V1-SFRC, no armada convencionalmente.

	Rigidez (MN/m)
RM	55,100
V1-PC-35	16,216
V1-SFRC-35	13,953
V1-PC-70	25,210
V1-SFRC-70	19,077

Tabla 4.10. Rigidez de las vigas en los ensayos V1.

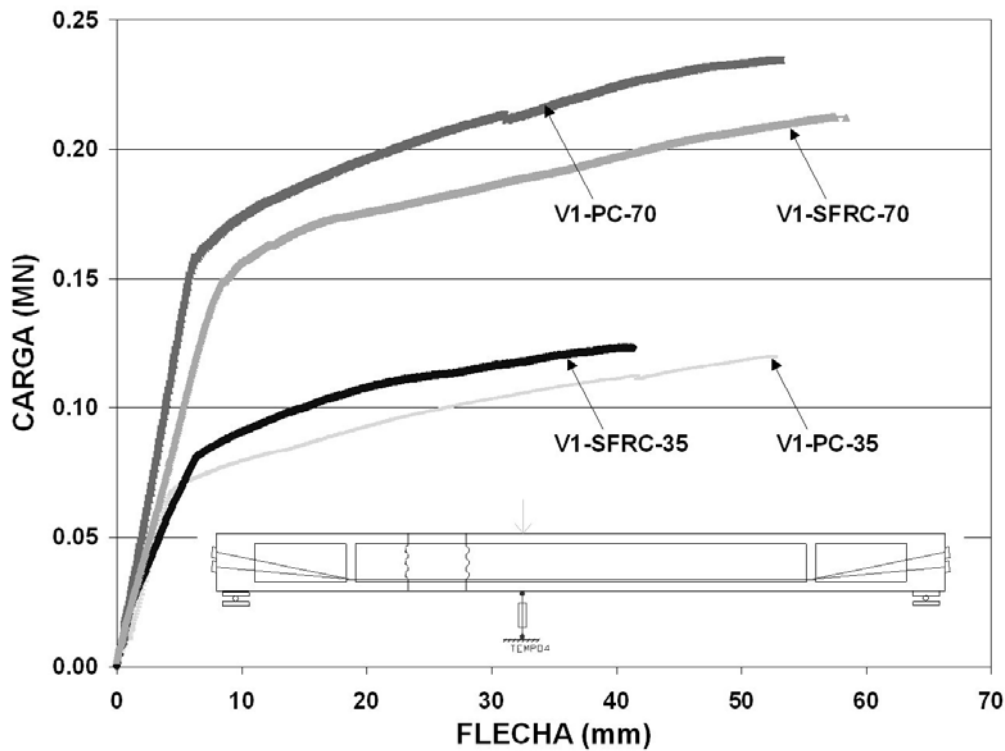


Figura 4.42. Gráfico carga-flecha bajo carga en ensayos V1

El comportamiento de las vigas es lineal hasta que se produce la descompresión de la junta (entre dovelas D2 y D3), momento en el cual se produce una pérdida drástica de rigidez (figura 4.42) y la junta se abre. La carga de descompresión está íntimamente ligada al axil de pretensado, y su valor en cada ensayo se puede deducir, tanto de los puntos de cambio de pendiente en las curvas carga-flecha (figura 4.42), como de los gráficos carga-apertura de junta (figura 4.43). Una vez descomprimida la junta, ésta continúa abriéndose ante carga creciente y la flecha de la viga aumenta. Los ensayos V1-SFRC y V1-35-PC, una vez agotada la capacidad de deformación del extensómetro que registraba la flecha, fueron temporalmente interrumpidos con objeto de evitar la rotura del material de medida. Una vez retirados los extensómetros, los ensayos interrumpidos fueron reanudados partiendo de la carga máxima alcanzada. La junta entre las dovelas D1 y D2 no llega a abrirse en ningún ensayo.

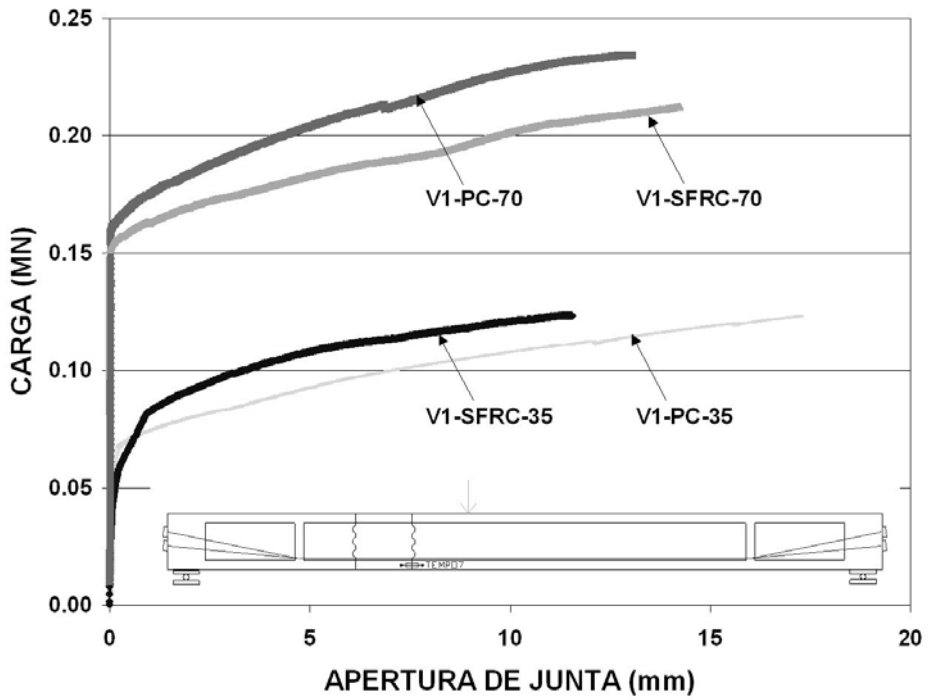


Figura 4.43. Gráfico carga-apertura de junta en ensayos V1

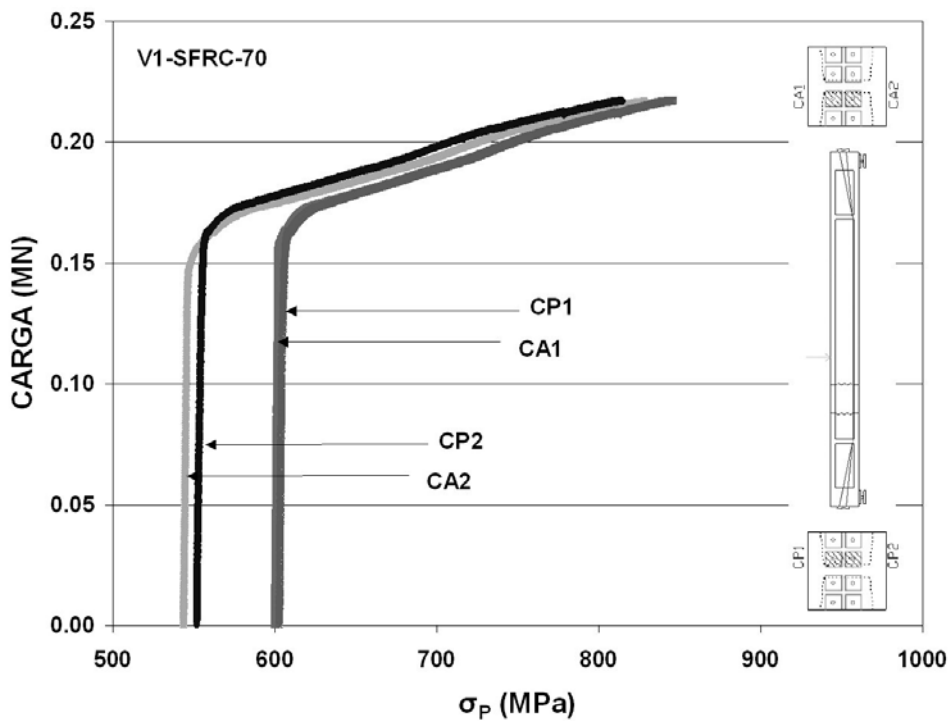
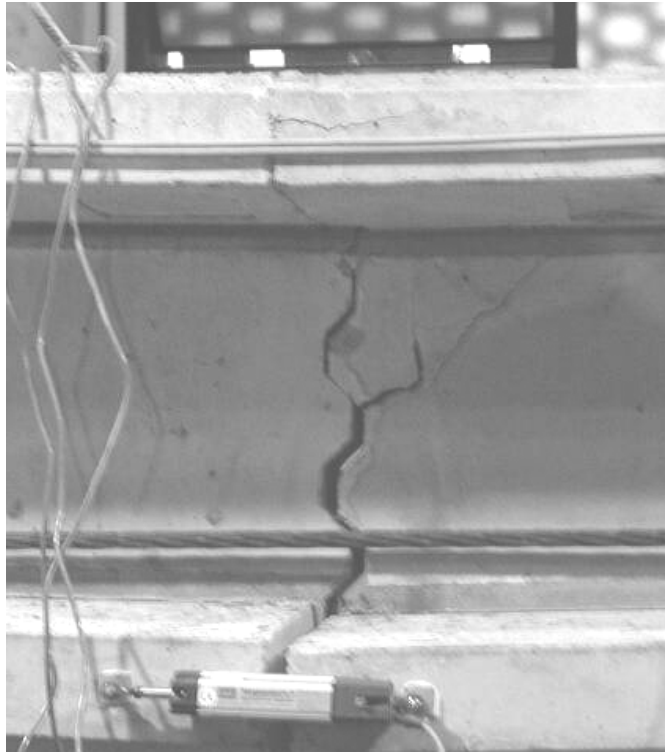


Figura 4.44. Ensayo V1-SFRC-70. Gráfico carga-tensión en el acero de pretensado σ_p medida en las células de carga en anclajes activos CA y pasivos CP

El comportamiento del pretensado resulta singular. El tesado, que se realiza desde el anclaje activo, llega a producir diferencias de tensiones entre un anclaje instrumentado y otro, de hasta un 10 %. La penetración de cuña y el movimiento soportado por la viga desde la zona de tesado hasta su ubicación de ensayo, llega a equiparar las tensiones de los anclajes activo y pasivo de cada cable. El comportamiento del pretensado medido en los anclajes a lo largo del ensayo V1-SFRC-70 queda definido en la figura 4.44, siendo este gráfico cualitativamente similar a los obtenidos en los otros ensayos de la serie V1. En el gráfico se aprecia cómo el pretensado permanece prácticamente constante antes de alcanzar la carga $Q_D=0,152\text{MN}$, correspondiente a la descompresión de la junta. El pretensado sólo aumenta significativamente tras la apertura de junta, permaneciendo prácticamente constante antes de ésta. El incremento medio de pretensado en rotura llega a ser de un 45% con respecto al pretensado inicial (de $\sigma_{p0}=574\text{MPa}$ hasta $\sigma_{pf}=833\text{MPa}$), siendo mayor el incremento de tensión en los cables más cortos (medidos con la célula C2) que en los más largos (medidos con la célula C1). Los incrementos de tensión medidos en el anclaje activo coinciden con los medidos en el anclaje pasivo. En la tabla 4.11 aparecen reflejados los valores del axil de pretensado inicial y final en el momento de la carga máxima, extrapolados de los valores medidos en las células de carga.

Las galgas embebidas sólo se dispusieron en los ensayos V1-PC. En la figura 4.45 se reflejan las curvas carga-deformaciones en las galgas embebidas obtenidas en el ensayo V1-PC-70. El comportamiento de las galgas EG4 y EG5, situadas en el ala superior de la viga, es muy similar, aumentando paulatinamente sus deformaciones de compresión a medida que aumenta el nivel de carga. Esto implica que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en todo el ancho del forjado, lo que permitirá el análisis de la viga empleando un modelo de dos dimensiones. La galga EG2, situada en el forjado inferior, va perdiendo paulatinamente la compresión que inicialmente le había provocado el pretensado a medida que aumenta el nivel de carga. Una vez alcanzado el estado límite de descompresión, la curva adopta una tangente vertical, correspondiente a deformación cero.



a



b

Figura 4.46. Ensayo V1-PC-35. Fase de prerrotura (a) y rotura (b)

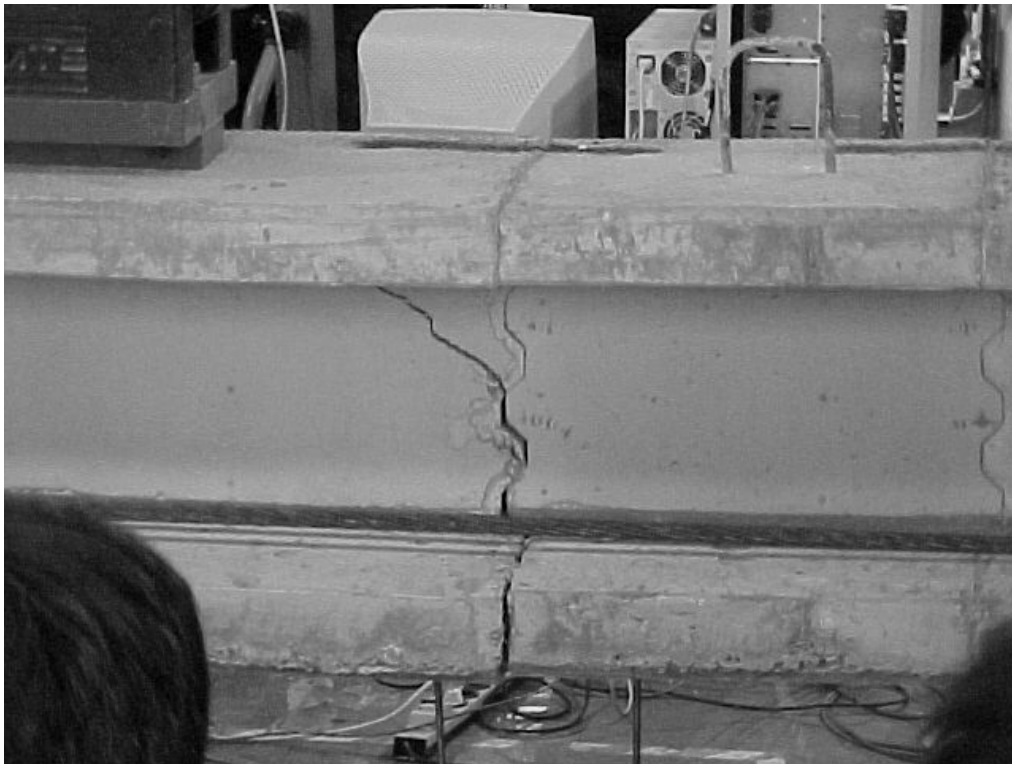


a



b

Figura 4.47. Ensayo V1-PC-70. Fase de prerrotura (a) y rotura (b)



a



b

Figura 4.48. Ensayo V1-SFRC-35. Fase de prerrotura



a



b

Figura 4.49. Ensayo V1-SFRC-70. Fase de prerrotura (a) y viga descargada (b).

En la viga V1-PC-70 la fisuración afecta a las tres llaves, como consecuencia de la mayor profundidad de la fibra neutra. La primera fisura aparece en la segunda llave y seguidamente aparece otra fisura que parte de la tercera llave en dirección del punto de carga. De nuevo el armado de la dovela induce una bifurcación de la fisura en dos, de modo que la fisura progresa siguiendo el trazado de la armadura de cortante, perpendicular a la directriz de la pieza. Es esta fisura la que termina concentrando toda la apertura, discurriendo con una inclinación de 70°. Del análisis detallado de la figura 4.47 se deduce que la rotura se produce por penetración de la fisura de cortante en la cabeza de compresión para un cortante $V_u=0,136$ MN.

En la viga V1-SFRC-35 apareció una pequeña fisura partiendo de la tercera llave, pero pronto la apertura de la junta fue tan marcada que empezó a aparecer otra fisura partiendo de la base de la segunda llave. Esta fisura progresó a 45° hasta llegar a la zona inferior del forjado, momento en el cual continuó desarrollándose en el plano horizontal de unión entre alma y forjado, formándose una fisura de rasante. Esta fisura alcanzó una apertura notable, como se aprecia en la figura 4.48. La viga alcanzó un cortante máximo en la junta $V_u=0,074$ MN. El ensayo fue interrumpido sin alcanzar la carga de rotura.

En la viga V1-SFRC-70 apareció una gran fisura que partía de la base de la tercera llave y progresaba hacia el punto de carga, con un ángulo de 30° (figura 4.49a). Esta fisura desarrolló una gran apertura, prolongándose la apertura de junta por el seno de la dovela a través de la fisura. Las deformaciones de la viga fueron considerables, apreciándose a simple vista. En el seno de la dovela D2, también se produjeron fisuras, pero sólo fueron apreciadas tras el ensayo (figura 4.49b). El ensayo fue interrumpido sin alcanzar la carga de rotura cuando la junta soportaba un cortante $V_u=0,126$.

	P_0 (MN)	P_f (MN)	Q_D (MN)	Q_u (MN)	V_u (MN)	Rotura
V1-PC-35	0,343	0,582	0,070	0,139	0,081	Sí
V1-SFRC-35	0,349	0,450	0,082	0,123	0,074	No
V1-PC-70	0,650	0,905	0,158	0,234	0,136	Sí
V1-SFRC-70	0,643	0,933	0,152	0,217	0,126	No

Tabla 4.11. Resumen de resultados ensayos V1. UPC.

En la tabla 4.11 se recogen los principales resultados obtenidos con la serie de ensayos V1. En ella se resume tanto el valor pretensado inicial (P_0), como el valor del pretensado

que actúa concomitante a la carga máxima (P_f), obtenidos ambos por extrapolación de los datos medidos con las células de carga. También se tabula la carga de descompresión Q_D , la carga máxima Q_u y el cortante máximo V_u en la junta crítica.

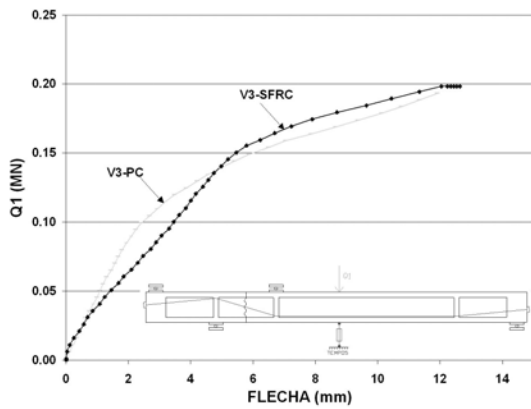
4.3.6.2. Serie de ensayos V3

La disposición del ensayo V3 quería intentar reproducir las condiciones de una viga continua, en la que las juntas próximas a los apoyos se ven obligadas a soportar grandes momentos flectores y cortantes actuando concomitantemente. La serie V3 fue diseñada para obtener una rotura por cortante y profundizar en el comportamiento de la zona de juntas ante altas sollicitaciones de cortante una vez superado el estado límite de descompresión. Se quería, además, comparar la influencia del SFRC en caso de vigas armadas con cercos. Las dos vigas se armaron convencionalmente, disponiendo una potente armadura de cortante en la zona de juntas (cercos $\Phi 16$ cada 20 cm).

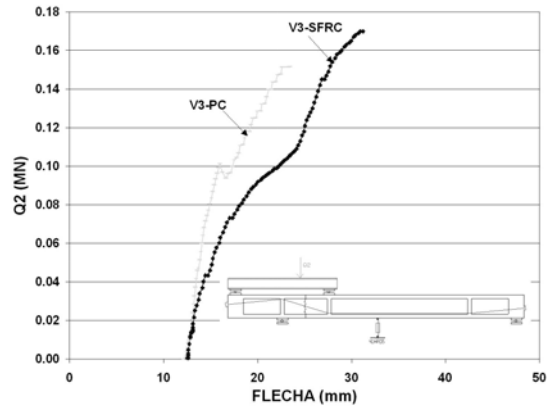
En los ensayos V3 se aplica en primer lugar una carga Q_1 en la zona de centro luz. Del análisis del gráfico Q_1 -flecha (figura 4.50a) se desprende que el comportamiento de las vigas es lineal hasta que se produce la descompresión de la junta, momento en el cual se produce una pérdida de rigidez y la junta se abre. El valor de la carga de descompresión Q_{1D} se puede deducir, tanto examinando los puntos de cambio de pendiente de la figura 4.50a, como del gráfico carga-apertura de junta (figura 4.51a). Una vez descomprimida la junta, esta continúa abriéndose ante carga creciente y la flecha de la viga aumenta ostensiblemente. Cuando la carga Q_1 alcanza el valor $Q_{1u}=0,198$ MN y la apertura de junta es del orden de 5mm, la bomba de aceite se bloquea, manteniendo esta carga Q_{1u} constante hasta el final del ensayo. En ese momento, no se aprecia ningún tipo de fisuración en el seno de la viga.

Manteniendo constante la carga Q_{1u} , el segundo actuador introduce dos cargas en la estructura de valores $0,31 \cdot Q_2$, actuando en la zona de voladizo, y $0,69 \cdot Q_2$, actuando en el vano. Estas cargas producen incremento del cortante exterior en la zona de juntas, manteniendo constante el momento flector exterior.

La viga V3-PC responde en un principio de una manera aproximadamente lineal ante este incremento de cargas (figura 4.50b). Con dos llaves en contacto, sólo pierde la linealidad a medida que la zona de juntas comienza a fisurar por cortante ($Q_2=0,10$ MN).

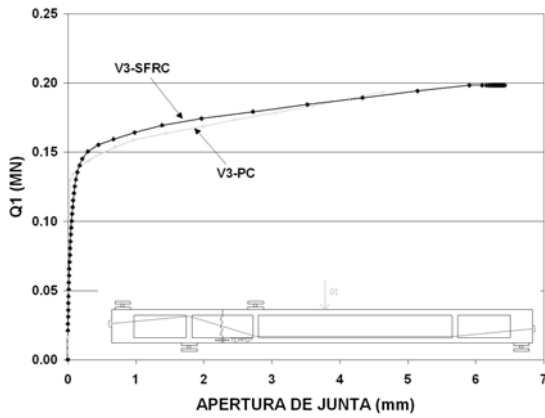


a

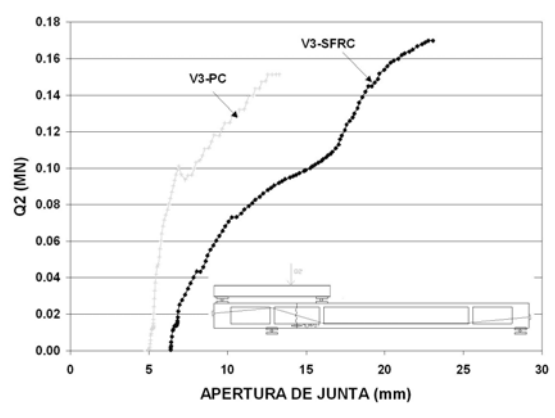


b

Figura 4.50.a. Gráfico carga Q1-flecha en ensayos V3
Figura 4.51.b. Gráfico carga Q2-flecha en ensayos V3

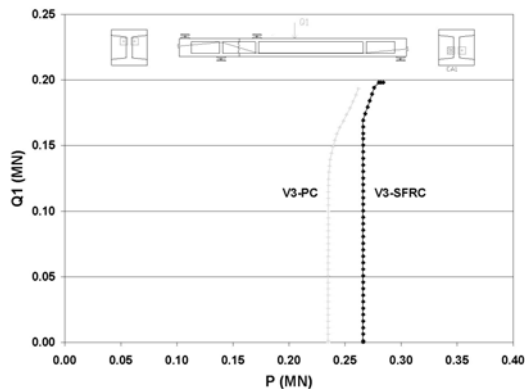


a

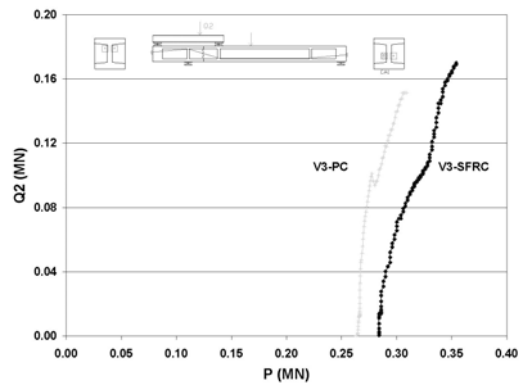


b

Figura 4.52.a. Gráfico carga Q1-apertura de junta en ensayos V3.
Figura 4.53.b. Gráfico carga Q2-apertura de junta en ensayos V3.



a



b

Figura 4.54.a. Diagramas carga Q1-axil de pretensado P en ensayos V3
Figura 4.55.b. Diagramas carga Q2-axil de pretensado P en ensayos V3

Las fisuras surgen de las llaves una y dos. Cuando aparecen estas fisuras, la viga pierde rigidez y gana flecha, entrando en contacto la tercera llave. Estas fisuras, que surgen de las llaves y avanzan hacia el punto de carga, son interceptadas por el cerco de cortante próximo a la junta. La fisuración progresa siguiendo este cerco y su apertura se hace considerable, concentrándose en la fisura que surge de la llave dos. Esta fisura, con su apertura, hace que las caras de la junta situadas por debajo de ella se alejen, movimiento que queda registrado por el Temposonic dispuesto en el nivel inferior de la junta (figura 4.51b). Al menos dos llaves parecen estar en contacto por debajo de la fibra neutra en el momento de prerrotura (figura 4.53a). La viga termina rompiendo por combinación de tensiones normales y tangenciales en el forjado superior para un cortante en la zona de junta $V_u=0,134\text{MN}$ (figura 4.53b).

La viga V3-SFRC responde en un principio de una manera aproximadamente lineal ante la carga Q2 (figura 4.50b). Con una sola llave en contacto cuando la carga Q2 empieza a actuar, la primera fisura, que parte de la base de la llave uno (figura 4.54.b), se forma para una carga $Q_2=0,04\text{MN}$. A partir de ese momento se aprecia una pérdida de rigidez en la estructura, aunque la presencia de fibras hace que esta pérdida de rigidez sea más gradual que en V3-PC. Esta fisura progresa a 45° hacia el punto de carga, sin interceptar ningún cerco. La viga no responde a los incrementos de carga aumentando la apertura de junta, sino aumentando la apertura de fisura, de modo que la fisura aparenta ser una prolongación de la junta abierta. La junta abierta y la fisura dan la impresión de separar la estructura en dos mitades que tienen movimiento de sólido rígido, encontrándose el centro de rotación en el plano de la fisura. Debido a esta rotación las caras de la junta giran, entrando en contacto la llave dos para una carga $Q_2=0,11\text{MN}$. El apoyo de esta llave induce una rigidización de la curva carga-flecha, debido al apoyo que supone esta segunda llave. Surge una fisura que parte del punto de contacto entre las dos caras de la junta. La fisura arranca de la mitad de la llave dos (figura 4.54.b) orientándose a 45° hasta que intercepta al primer cerco, momento en el cual la fisura asciende verticalmente. Finalmente la fisura inicial progresa y rompe el forjado por combinación de tensiones normales y tangenciales, para un cortante $V_u=0,132\text{MN}$.



a

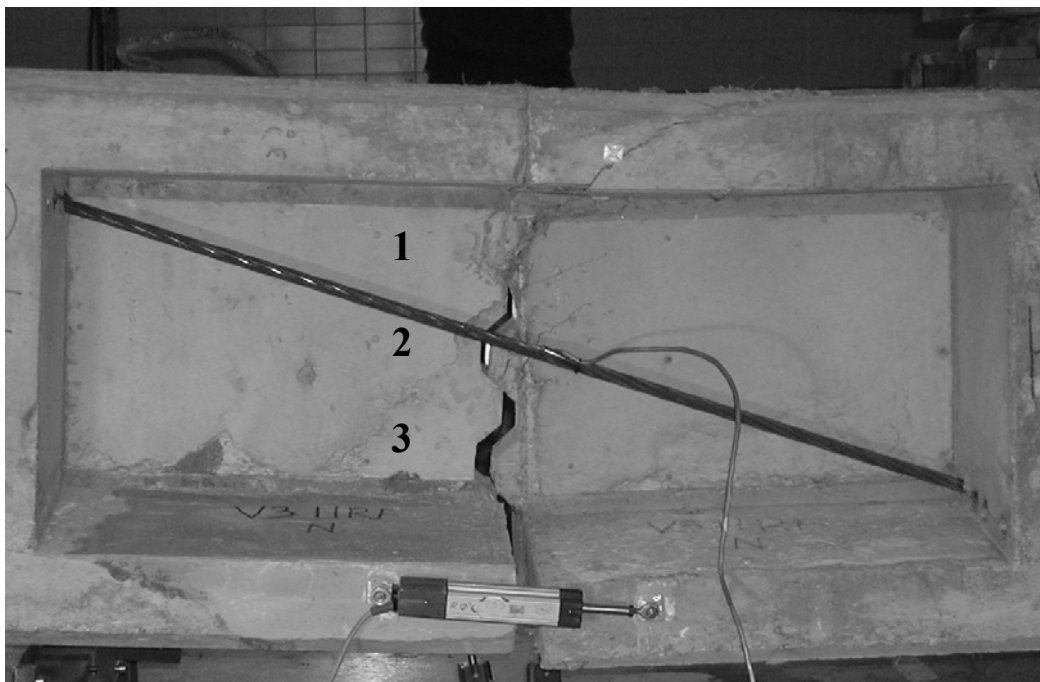


b

Figura 4.56. Ensayo V3-HA. Fase de prerrotura (a) y viga descargada (b).



a



b

Figura 4.57. Ensayo V3-SFRC. Fase de prerrotura.

El comportamiento del pretensado queda expuesto en forma de gráfico en la figura 4.52. El pretensado permanece prácticamente constante hasta que no se alcanza el estado límite de decompresión, incrementándose luego de una manera afin al incremento de flecha. La medición realizada por las galgas revela que los incrementos de pretensado medidos en el extremo del cable son similares a los incrementos registrados en la sección de junta. El incremento de tensión experimentado por el pretensado hasta llegar a la fase de rotura es del orden del 30%.

Las mediciones efectuadas con los Temposonics 2, 3 y 4 se utilizaron para evaluar la pérdida de excentricidad del pretensado Δe_p y así poder deducir el estado tensional de la sección en la fase de rotura. En estos ensayos, esta pérdida de excentricidad Δe_p es despreciable ($\Delta e_p=5,3\text{mm}$ en V3-PC y $\Delta e_p=4,9\text{mm}$ en V3-SFRC). Las mediciones efectuadas con los Temposonics 1, 3 y 4 tenían como objetivo poder controlar en todo momento el incremento de deformación del cable, para así poder relacionarlo con el incremento de tensión. Todos los datos registrados durante la realización de los ensayos V3, pueden consultarse en Anejo B.

En la tabla 4.12 se presenta el resumen de resultados de la serie de ensayos V3. En ésta se incluye el valor del axil de pretensado inicial P_0 y el valor del axil de pretensado en la fase de rotura P_f , ambos extrapolados de la medición efectuada por la célula de carga dispuesta en el anclaje activo. También quedan tabulados el valor de la carga de decompresión, Q_{1D} , y el valor de las cargas actuantes en el momento de la rotura, Q_{1u} y Q_{2u} . En el valor del cortante último V_u se ha tenido en cuenta la compensación producida por el pretensado, actuando con una carga P_f .

	P_0 (MN)	P_f (MN)	Q_{1D} (MN)	Q_{1u} (MN)	Q_{2u} (MN)	V_u (MN)
V3-PC	0,235	0,309	0,134	0,198	0,151	0,134
V3-SFRC	0,266	0,354	0,150	0,198	0,170	0,132

Tabla 4.12. Resumen de resultados ensayos V3. UPC.

4.5. CONCLUSIONES

Del conjunto de ensayos presentado en este capítulo, ocho ensayos de paneles y seis ensayos de vigas, se observan unas tendencias claras de comportamiento que se quieren destacar en este apartado.

En primer lugar, la adición de fibras al hormigón no parece aumentar la capacidad de resistencia a cortante de las juntas de los paneles, rompiendo los paneles SFRC para cargas muy similares a sus paneles homólogos PC. La fisuración observada en las llaves es variada, respondiendo a patrones que hacen sospechar un exceso de tensiones normales, un exceso de tensiones tangenciales o unas elevadas flexiones locales en la llave. El elevado grado de fisuración que se aprecia en la llave en los estadios previos a rotura, permite argumentar a favor de una distribución de esfuerzos últimos en la junta proporcional a las resistencias últimas de cada llave, que dependen del nivel de tensiones normales σ_n .

Los ensayos realizados sobre vigas nos permiten extraer conclusiones muy interesantes sobre el comportamiento de las estructuras con junta seca, a pesar que su extrapolación a puentes reales deba ser realizada con cuidado. El hecho de que en la sección transversal de la viga no se guardara la proporcionalidad entre el ancho del forjado y el canto de la sección que se encuentra en la sección cajón de un puente real, (la relación entre el ancho del forjado y el canto de la viga es menor que en un puente real), la inserción de llaves de dimensiones reales en una viga de canto reducido, la propia geometría de las vigas, realizadas con dovelas de diferentes longitudes, y las cargas introducidas, todas ellas puntuales y no repartidas, hace que la extrapolación a puentes reales no sea directa.

Es evidente que la presencia de la junta representa un punto de debilidad en la estructura. Aunque las vigas no rompen estrictamente por el plano de la junta, como sucedía en los paneles, a partir de la junta surge una fisuración que termina por agotar la estructura. La rotura por cortante en las vigas no es seccional, como en flexión, sino espacial. El mapa de fisuras que se dibuja en la zona próxima a la junta, parece estar muy influido por la profundidad de la fibra neutra, o al menos, por el número de llaves en contacto. El mapa de fisuras que justifica la colocación de armadura de suspensión en la proximidad de juntas abiertas no aparece. Es más, la armadura convencional de cortante no parece ser efectiva en estos ensayos, resistiendo las vigas provistas de cercos, esfuerzos cortantes últimos muy similares a vigas análogas de SFRC sin armadura. La forma de rotura del forjado, con fisuras que lo atraviesan de lado a lado, parece apoyar la teoría de un forjado colaborante en la transmisión de tensiones tangenciales en todo su ancho.

CAPÍTULO 5

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PANELES

5.1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo quiere centrar su atención sobre la interpretación de los resultados obtenidos en los ensayos de paneles realizados por el grupo de Puentes en la ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Antes de evaluar la capacidad de las estructuras con junta seca, se quiere profundizar en el comportamiento resistente de las llaves conjugadas y de sus formas de rotura. Para ello, se expondrá el análisis numérico realizado con el programa DIANA 8.1 y los principales resultados obtenidos, comparándolos con los obtenidos en el laboratorio. También se presentará un estudio crítico de la capacidad para predecir la carga última de los ensayos observada en la distinta formulación existente revisada en el estado del conocimiento.

5.2. ANÁLISIS DE LOS PANELES POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

5.2.1. Modelización de las juntas

Las juntas secas entre dovelas son una discontinuidad física y geométrica notable, ya que no pueden resistir tensiones de tracción y no hay armadura pasante que controle su apertura. El comportamiento entre las caras de la junta es de tipo friccional. La naturaleza singular de la unión entre dovelas se modeliza por elementos tipo junta (interface elements), como el mostrado en la figura 5.1, a los que se le da una ley de comportamiento de rozamiento coulombiano (figura 5.2), muy parecida a los modelos de plasticidad de Mohr-Coulomb usados en elementos continuos.

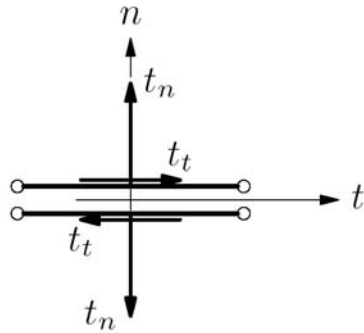


Figura 5.1. Elemento tipo junta

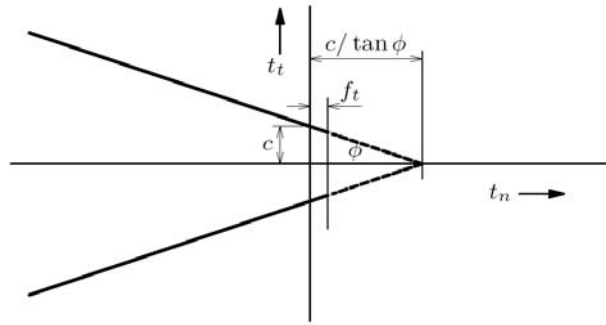


Figura 5.2. Modelo de rozamiento coulombiano

Estos elementos relacionan las tensiones actuantes en la interfase con los desplazamientos relativos de las dos caras del elemento. El vector de tensiones en coordenadas locales del elemento tipo junta lineal viene definido por la ecuación 5.1 y el vector que representa a los desplazamientos relativos entre las caras de la interfase por la ecuación 5.2

$$t = \begin{pmatrix} t_n \\ t_t \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

$$\Delta u = \begin{pmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Para describir la historia tenso-deformacional con este tipo de elementos usando modelos de plasticidad se requiere, en primer lugar, una ecuación constitutiva lineal que relacione el vector de tensiones y el de desplazamientos, que viene dada por la ecuación 5.3.

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_t \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Donde a k_n y k_t se les asignan valores grandes (penalty values) para simular la geometría inicial continua. En estado elástico, el comportamiento normal y tangencial de la junta se encuentran desacoplados.

Es necesario, en segundo lugar, definir una frontera de plastificación, esto es el estado tensional a partir del cual comienza la plastificación (ecuación 5.4), y una función de cedencia o potencial de plastificación (ecuación 5.5).

$$f = \sqrt{t_t^2} + t_n \cdot \tan \phi = 0 \quad \text{Ecuación 5.4}$$

$$g = \sqrt{t_t^2} + t_n \cdot \tan \varphi = 0 \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Si el valor de la función de plastificación es menor que cero, se interpreta que el comportamiento del material se rige por las ecuaciones elásticas.

Una vez alcanzada la superficie de fluencia todo incremento de desplazamiento $\dot{\Delta u}$ se descompone en dos partes, una reversible $\dot{\Delta u}^e$ y otra irreversible $\dot{\Delta u}^p$

$$\dot{\Delta u} = \dot{\Delta u}^e + \dot{\Delta u}^p \quad \text{Ecuación 5.6}$$

A partir de ese momento se asume que la ecuación constitutiva de la junta es lineal en incrementos, estando definidos matemáticamente los incrementos de tensión mediante la ecuación 5.7.

$$\dot{t} = D^e \cdot \dot{\Delta u}^e = D^e \cdot \left[\dot{\Delta u} - \dot{\Delta u}^p \right] \quad \text{Ecuación 5.7}$$

donde t es el vector de tracciones, Δu el vector de desplazamientos relativos y D^e la matriz de rigidez tangente.

$$D^e = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

La incógnita fundamental es el incremento de deformaciones plásticas o incremento de deformaciones irreversibles, $\dot{\Delta u}^p$, que viene regido por la función de fluencia g (ecuación 5.5) y por un valor escalar, el multiplicador plástico $\dot{\lambda}$, según se muestra en la ecuación 5.9.

$$\dot{\Delta u}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial t} \quad \text{Ecuación 5.9}$$

La combinación de la ecuación 5.5 y de la ecuación 5.9 conduce a la ecuación 5.10, que relaciona las dos componentes del vector incremento de deformaciones irreversibles.

$$\dot{\Delta u}_n = \left| \dot{\Delta u}_t \right| \cdot \tan \varphi \quad \text{Ecuación 5.10}$$

En este estudio, los términos de la matriz de rigidez elástica k_n y k_t (ecuación 5.3) se han elegido lo suficientemente grandes para modelizar la geometría continua antes del deslizamiento, pero lo suficientemente pequeños como para evitar problemas numéricos

durante el análisis. Los valores adoptados, mostrados en la tabla 5.1, aseguran que, para una tensión tangencial de 10 MPa, el desplazamiento relativo entre las caras de la junta no supere 0,001 mm. El valor de la constante c es igual a cero, de manera que si la junta no está comprimida, no es capaz de transmitir tracciones. El valor de $\tan \phi$ se toma igual al coeficiente de rozamiento μ_1 medido en los ensayos, de modo que la máxima tensión tangencial que es capaz de transmitir la junta es $\tau_u = t_t = t_n \tan \phi = \mu_1 \sigma_n$. Una vez alcanzada la máxima tensión tangencial, las caras entre las juntas deslizan, siendo $\dot{\Delta u}_n^p = 0$. El valor del ángulo ϕ o ángulo de dilatancia, se toma por tanto igual a cero. Cuando se alcanza el estado límite de descompresión, ($t_n=0$, vértice de la frontera de plastificación de la figura 5.2), los desplazamientos entre ambos lados de la junta dejan de estar directamente vinculados.

k_n	10^7 MN/m^3
k_t	10^7 MN/m^3
$\tan \phi$	0,55
c	0,0
$\tan \varphi$	0,0

Tabla 5.1. Valores empleados para modelizar el comportamiento de una junta de hormigón

Para la modelización del neopreno-teflón de los paneles, son válidas las consideraciones recogidas en el párrafo anterior. En este caso, el coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el teflón se toma igual a 0,001.

En una primera etapa de la investigación, también se barajó la utilización de elementos de contacto, muy utilizados en la modelización de procesos industriales. Su uso quedó descartado debido a los malos resultados obtenidos en los análisis estructurales.

5.2.2. Modelización del material

El hormigón sólo puede considerarse material elástico para un pequeño rango de tensiones. La no linealidad del material se ha considerado sólo al evaluar su comportamiento en tracción. Para el nivel de compresiones que se desarrollan en las juntas resulta suficiente considerar que el hormigón se comporta como un material elástico y lineal con un módulo de deformación $E_c=28000 \text{ MPa}$ y un coeficiente de Poisson de $\nu=0,2$.

La modelización del hormigón a tracción se ha considerado de tres formas diferentes, usando un modelo de plasticidad (Rankine) y dos modelos de fisuración distribuida (smeared crack model, total strain crack model).

5.2.2.1 Modelo de plasticidad

El modelo de plasticidad usado para evaluar el comportamiento del hormigón a tracción es el de las tensiones principales de Rankine. Los modelos plásticos para el material son conceptualmente similares a los modelos plásticos de la junta (§5.2.1), salvo que las ecuaciones matemáticas se desarrollan en deformaciones y no en desplazamientos. Así, las deformaciones de tracción ε se pueden descomponer en una parte reversible ε^e y en una parte irreversible ε^p ,

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \text{Ecuación 5.11}$$

estando el vector de deformaciones elásticas ε^e relacionado con el vector de tensiones σ mediante la expresión

$$\sigma = D \cdot \varepsilon^e \quad \text{Ecuación 5.12}$$

donde D es la matriz de constantes elásticas o matriz constitutiva.

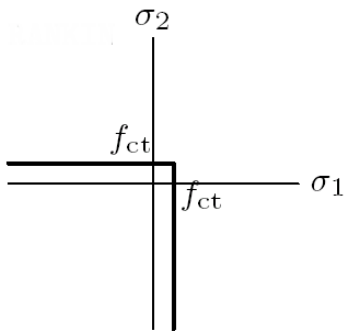


Figura 5.3. Frontera de plastificación de Rankine

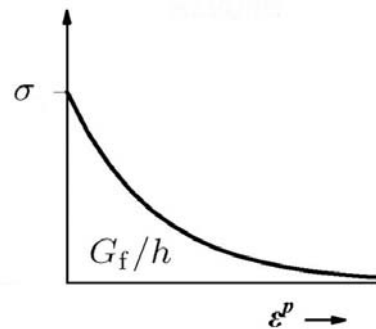


Figura 5.4. Curva de tension-softening exponencial

El criterio de plastificación viene definido matemáticamente por la ecuación 5.13, y gráficamente por la representación reproducida en la figura 5.3.

$$f = \sigma_1 - f_{ct} = \sqrt{\frac{1}{2} \sigma^T \cdot P \cdot \sigma} + \frac{1}{2} \cdot \pi^T \cdot \sigma - f_{ct} = 0 \quad \text{Ecuación 5.13}$$

donde la matriz de proyección P se define como

$$P = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & 0 \\ -\frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.14}$$

y el vector de proyección π queda definido por

$$\pi = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.15}$$

La variación de las deformaciones irreversibles ε^p una vez alcanzada la superficie de plastificación viene definida por la ecuación 5.16.

$$\Delta \varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

Donde la función de fluencia g es idéntica a la función de plastificación f .

$$g \equiv f \quad \text{Ecuación 5.17}$$

La relación entre las deformaciones irreversibles y las tensiones se deducen del comportamiento uniaxial del hormigón a tracción. Éste se modeliza mediante una curva exponencial decreciente definida en función de la energía de fractura G_f , como se muestra en figura 5.4. En la tabla 5.2 vienen recogidos los principales parámetros utilizados para modelizar el material con el modelo de plasticidad de Rankine. El valor de la resistencia a tracción f_{ctm} se deduce de la resistencia media a compresión del hormigón ($f_{cm}=30\text{MPa}$) según la EHE [EHE (1998)]. El valor de la energía de fractura G_f se ha obtenido siguiendo las indicaciones del Código Modelo [MC (1990)] a partir de la resistencia media a compresión del hormigón ($f_{cm}=30\text{MPa}$) y del tamaño máximo del árido ($d_{max}=25\text{mm}$).

f_{cm}	30,0 MPa
f_{ctm}	2,3 MPa
G_f	0,084 Nmm/mm ²

Tabla 5.2. Valores empleados para modelizar el comportamiento del hormigón en un modelo de plasticidad

5.2.2.2. Fisuración distribuida (smeared crack model).

La característica fundamental de este modelo es que la deformación total ε se descompone en una deformación elástica ε^e y en una deformación de fisuración ε^{cr} .

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad \text{Ecuación 5.18}$$

La sub-descomposición de la deformación de fisuración permite simular la aparición simultánea de varias fisuras en un mismo punto. La característica básica de este modelo multi-direccional de fisuración no rotante (multi-directional crack fixed model) es que en cada sistema de coordenadas n-t que se alinea con cada fisura i , existe una tensión s_i y una deformación ε_i^{cr} (figura 5.6).

Los vectores tensión s_i y deformación ε_i^{cr} son vectores bidimensionales expresados en las coordenadas locales de cada fisura i .

$$s_i = \begin{bmatrix} \sigma_{nn,i}^{cr} \\ \tau_{nt,i}^{cr} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.19}$$

$$\varepsilon_i^{cr} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn,i}^{cr} \\ \varepsilon_{nt,i}^{cr} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.20}$$

El vector que reúne a todos los vectores ε_i^{cr} de cada fisura i , se llamará e^{cr} .

$$e^{cr} = \langle e_1^{cr}, e_1^{cr}, \dots, e_1^{cr}, \dots, e_1^{cr} \rangle^T \quad \text{Ecuación 5.21}$$

La relación entre el vector de fisuración en coordenadas globales ε^{cr} y el vector en coordenadas locales e^{cr} viene definida por

$$\varepsilon^{cr} = N \cdot e^{cr} \quad \text{Ecuación 5.22}$$

donde N es la matriz de transformación ensamblada

$$N = \langle N_1, N_2, \dots, N_i, \dots, N_n \rangle \quad \text{Ecuación 5.23}$$

con N_i la matriz de transformación de la fisura i

$$N_i = \begin{bmatrix} l_x^2 & l_x l_y \\ m_x^2 & m_x m_y \\ 2l_x m_x & l_x m_y + l_y m_x \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.24}$$

Una de las condiciones que se impone en este modelo es el comportamiento desacoplado de las fisuras, de modo que la tensión s_i^{cr} en cada fisura sólo depende de las deformaciones de fisuración de la misma ε_i^{cr} . Es más, las tensiones normales y tangenciales

en la fisura también se encuentran desacopladas. Así pues, la ecuación constitutiva de la fisura queda expresada así

$$\begin{bmatrix} \sigma_{mn,i}^{cr} \\ \tau_{nt,i}^{cr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{secant}^I & 0 \\ 0 & D_{secant}^{II} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn,i}^{cr} \\ \varepsilon_{nt,i}^{cr} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 5.25}$$

Donde los términos D^I y D^{II} , correspondientes a las rigideces de los modos I y II de fractura, se deducen del comportamiento del material (figura 5.6). En concreto, se ha elegido modelizar el comportamiento del hormigón convencional (PC) en tracción uniaxial de modo que la curva de tensión-softening disminuya exponencialmente y que la disminución del módulo de elasticidad transversal tras la fisuración sea de un 80% ($\beta=0,2$ en la figura 5.6).

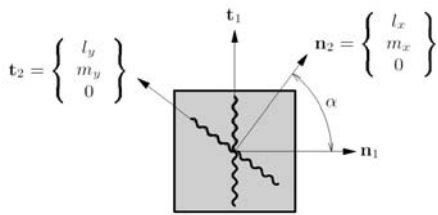


Figura 5.5. Elemento de hormigón con dos fisuras simultáneas y sus cosenos directores.

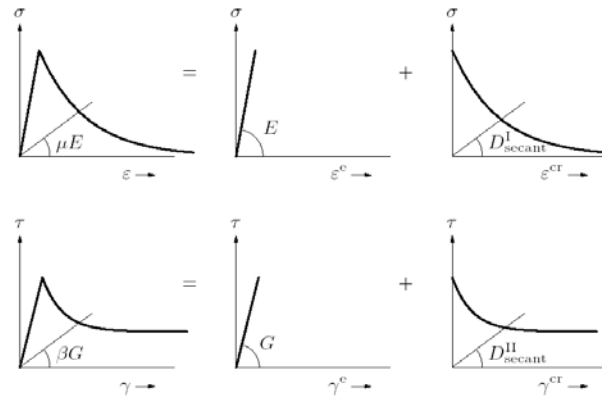


Figura 5.6. Comportamiento del material tras la fisuración. Descomposición de las deformaciones totales en deformaciones elásticas e irreversibles.

f_{cm}	30,0 MPa
f_{ctm}	2,3 MPa
α_{TD}	90°
G_f	0,087Nmm/mm ²
β	0,2

Tabla 5.3. Valores empleados para modelizar el comportamiento del hormigón en el modelo de fisuración distribuida (smeared crack).

Para que una fisura se forme en un punto deben darse simultáneamente dos condiciones. En primer lugar, que la tensión principal supere a la resistencia a tracción. En segundo

lugar, el ángulo entre la fisura existente y la tensión principal de tracción debe ser mayor que un cierto ángulo umbral α_{TD} (ángulo α de la figura 5.5).

Los parámetros introducidos en el programa de cálculo para modelizar el material con este modelo se resumen en la tabla 5.3.

5.2.2.3. Fisuración distribuida (total strain crack model).

Un modelo constitutivo basado en deformaciones totales (total strain model) describe las tensiones en función de las deformaciones. Hay diferentes maneras de enfocar las relaciones entre deformaciones totales y tensiones, pero de todas ellas se ha elegido el modelo con mayor sentido físico, aquél en el que el comportamiento del material queda determinado por las direcciones de fisuración. En éste, el fixed stress-strain model, las relaciones entre tensiones y deformaciones son evaluadas en un sistema de coordenadas que se fija después de la fisuración. El ángulo entre fisuras no tiene porque ser recto, pudiendo evaluarse por tanto tensiones y deformaciones en un sistema de coordenadas no ortogonal. De nuevo es necesario definir un ángulo umbral mínimo α_{TD} entre una fisura existente y la dirección principal de tracción, para que se produzca una segunda fisura en el mismo punto.

En este modelo el deterioro del material debido a la fisuración se va acumulando mediante unas variables internas de daño y el comportamiento a cortante se modeliza explícitamente con una relación entre las deformaciones de cortante y las tensiones tangenciales. Para simular el comportamiento a tracción se usa una curva de reblandecimiento (tension softening) exponencial decreciente función de la energía de fractura G_f . La rigidez a cortante tras la fisuración se reduce de manera similar al smeared crack model mediante el parámetro β .

Los valores empleados para simular el material en el modelo de cálculo se encuentran recogidos en la tabla 5.4. Una descripción más detallada de los modelos empleados en el cálculo puede encontrarse en los manuales del programa de cálculo[Diana (2002c)].

f_{cm}	30,0 MPa
f_{ctm}	2,3 MPa
α_{TD}	90°
G_f	0,084Nmm/mm ²
β	0,2

Tabla 5.4. Valores empleados para modelizar el comportamiento del hormigón en un modelo basado en deformaciones totales

5.2.3. Modelización de los paneles

Se ensayaron numéricamente los cuatro tipos de paneles, aplicando sistemáticamente en ellos la simetría con el fin de favorecer la convergencia del cálculo no lineal. El análisis se realizó en dos dimensiones.

Llaves y juntas se modelizaron con su geometría. Debido a los gradientes de tensiones desarrollados en las llaves, convenía asegurar que en el seno de los elementos se pudiera desarrollar una ley de tensiones que fuera como mínimo lineal. Dado que para elementos irregulares, los elementos lagrangianos de nueve nodos tienen un comportamiento superior que los elementos serendípicos cuadráticos [ZIENKIEWICZ. (1989)], se utilizaron elementos de tensión plana de 9 nodos y 18 grados de libertad para modelizar el hormigón. Para modelizar el contacto entre subpaneles se usaron elementos tipo junta de 3 nodos.

El número de elementos utilizado varió en función del panel analizado. En la figura 5.7 se muestra a modo de ejemplo la discretización utilizada para modelizar el ensayo de junta abierta (PC-JA). El modelo constaba de 1165 elementos y 9406 grados de libertad. En la Figura 5.8 se muestra el detalle de la discretización de una llave, común para todos los ensayos.

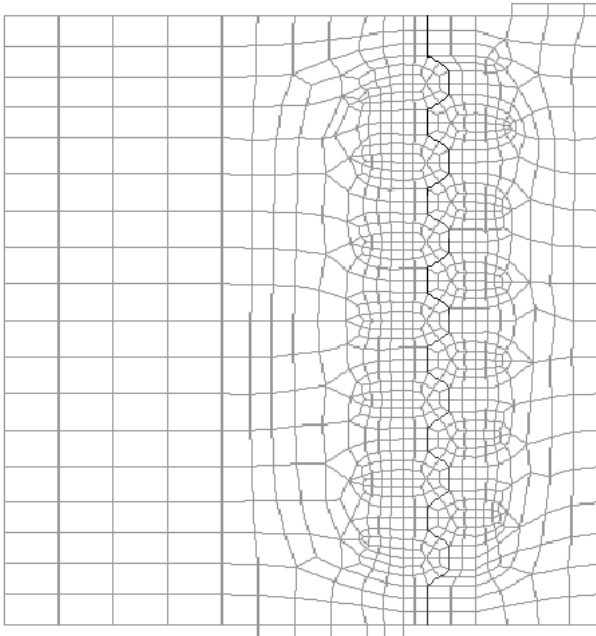


Figura 5.7. Malla de elementos finitos usada en el ensayo de junta abierta

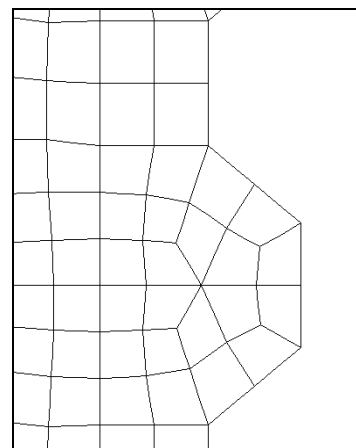


Figura 5.8. Detalle del mallado de una llave

El panel fue cargado por una carga puntual actuando en su parte superior. Entre la carga y el panel se interpuso una placa suficientemente rígida para distribuir esta carga en su superficie de aplicación. Las placas de apoyo de los paneles con sus rodillos deslizantes se simulan mediante una placa rígida en la que sólo uno de sus puntos tiene impedidos los movimientos verticales, de modo que el apoyo puede girar y desplazarse horizontalmente. El pretensado se introdujo como fuerzas externas actuando en los anclajes. La evolución de las cargas del pretensado en el ensayo numérico era idéntica a la evolución de las fuerzas de pretensado medidas con las células de carga.

5.2.4. Análisis

El análisis de los paneles se ha efectuado con un código de elementos finitos, Diana 8.1, desarrollado por TNO Building and Construction research. Es un programa comercial, basado en el método de los desplazamientos (DIANA, DIsplacement method ANAlyser), que permite análisis lineales y no lineales físicos y geométricos. En estos análisis sólo se ha considerado la no linealidad del material.

La regla de integración usada para elementos lagrangianos es la regla de Gauss, con un esquema 3x3. La regla de integración usada para elementos interface es de tipo “lumped”, que tiene un punto de integración para cada par de nodos. En este tipo de elementos, una integración gaussiana puede conllevar oscilaciones en los resultados inaceptables [DIANA (2002b)].

En todos los paneles se llegó a la carga de rotura en veintitrés pasos. El equilibrio se alcanzaba en cada paso mediante iteraciones sucesivas. En cada iteración, la matriz de rigidez que relaciona los incrementos de desplazamiento con el vector de fuerzas desequilibradas era actualizada sistemáticamente. Es decir, las ecuaciones se resolvían en cada iteración usando una matriz de rigidez tangente aplicando el método de Newton-Raphson. Gráficamente, el proceso de iteración queda reflejado en la figura 5.9.

El criterio usado para detener el proceso de iteración y continuar con el paso siguiente está definido en términos energéticos. Se considera que en un paso se alcanza el equilibrio si la relación entre el incremento de energía interna de la iteración i y el incremento de energía interna de la iteración anterior ($i-1$) es menor que un cierto valor (0,001 en el análisis).

$$\frac{\delta E_i}{\Delta E_0} = \left| \frac{\delta u_i^T \cdot (f_{int,i+1} + f_{int,i})}{\Delta u_{i-1}^T \cdot (f_{int,i} + f_{int,i-1})} \right| < 0,001 \quad \text{Ecuación 5.26}$$

Gráficamente, el criterio de convergencia queda reflejado en la Figura 5.10.

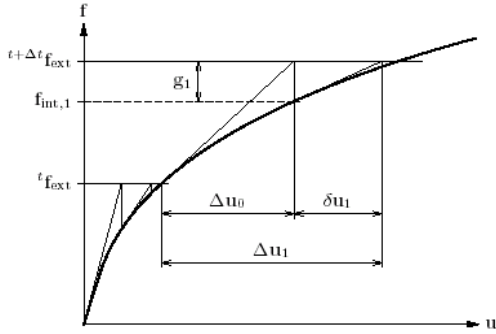


Figura 5.9. Representación del método de Newton-Raphson en un sistema unidimensional usando la matriz de rigidez tangente

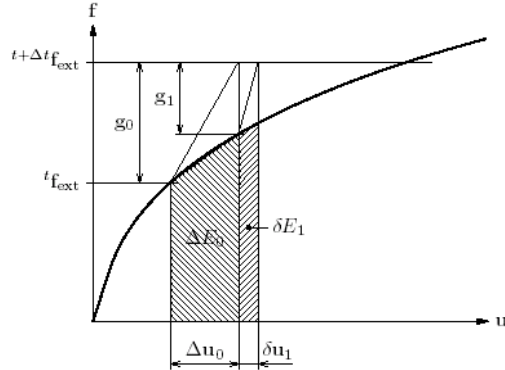


Figura 5.10. Incrementos de energía interna en cada iteración

5.2.5. Resultados de los análisis.

5.2.5.1. Simulación de los ensayos de rozamiento.

Para el ensayo de rozamiento el material se ha considerado elástico y lineal, estando la no linealidad concentrada en la junta.

La figura 5.11 y la figura 5.12 muestran la correlación entre resultados de los análisis numéricos (FEM) y experimentales (TEST). En la primera, que muestra la relación carga-flecha, se aprecia la buena correlación entre los resultados numéricos y experimentales. En la segunda, se representa la evolución del deslizamiento en función del nivel de carga para tres puntos situados a distintas alturas del panel. El deslizamiento comienza en la zona superior, donde hay menores tensiones normales, y va progresando hacia la parte inferior de la junta, de resultas que el panel falla cuando la parte superior de la junta ya ha acumulado un cierto deslizamiento.

El cortante último respuesta V_u de un panel depende del coeficiente μ_1 y de la tensión normal σ_n .

$$V_u = \int_A \mu_1 \cdot \sigma_n dA \quad \text{Ecuación 5.27}$$

El coeficiente de rozamiento μ_1 sirve para cuantificar la resistencia al deslizamiento generada cuando las irregularidades y protuberancias de una superficie penetran entre las

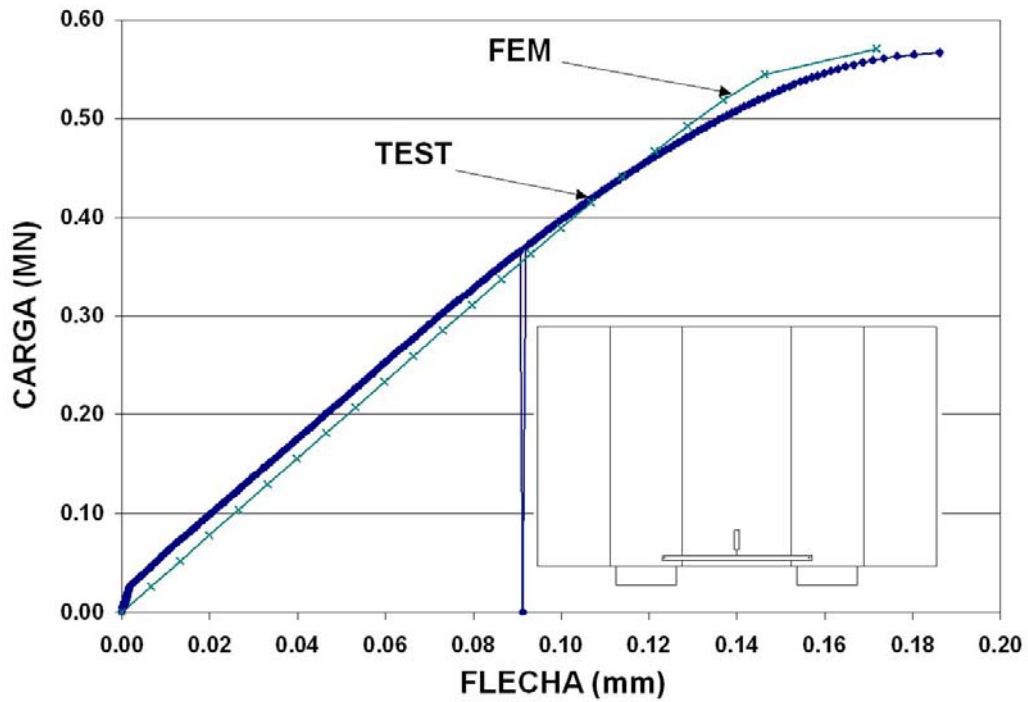


Figura 5.11. Curvas carga-flecha en el ensayo PC-R-2. Comparación entre curva teórica y experimental.

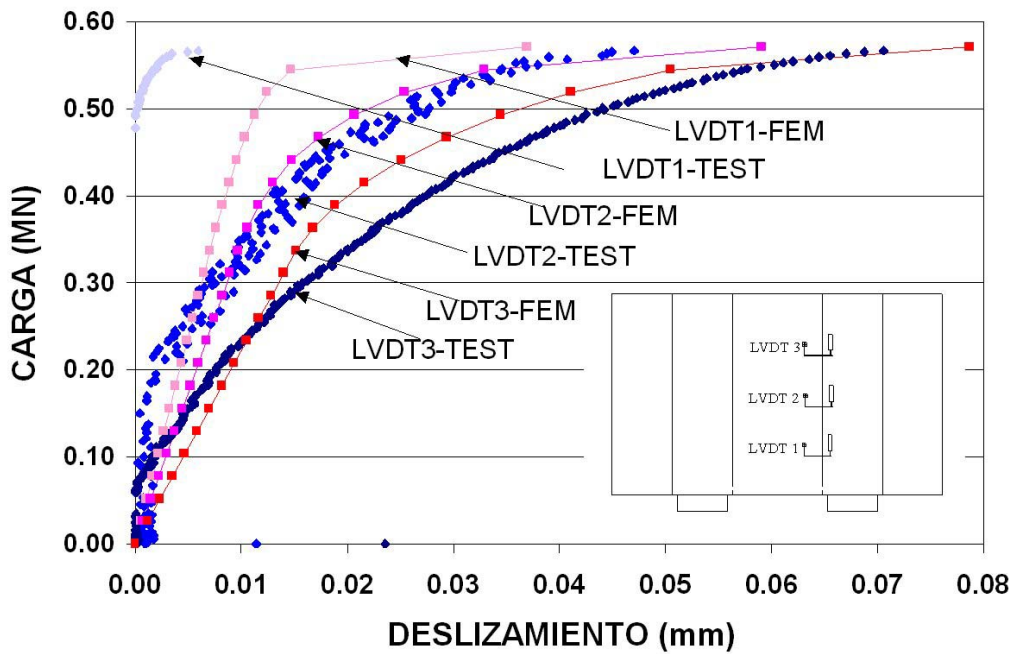


Figura 5.12. Curvas carga-deslizamiento en el ensayo PC-R-2. Comparación entre curvas teóricas y experimentales.

irregularidades y protuberancias de otra cuando ambas se encuentran en contacto y comprimidas, y se intenta desplazar una con respecto a la otra. Este coeficiente depende, por tanto, del grado de pulido de las superficies. Buyukozturk afirma que, con compresiones crecientes, las protuberancias se machacan unas contra otras, y que el coeficiente de rozamiento disminuye. Este extremo no se ha podido confirmar en los ensayos para el rango de variación de tensiones estudiado. Lo que sí parecen poner de manifiesto los ensayos es que el grado de pulido de la superficie aumenta al aumentar el deslizamiento, disminuyendo, siquiera levemente, el coeficiente μ_1 a medida que se acumula el deslizamiento (§ 4.3.6.1). Antes de alcanzarse la carga última del panel, la parte superior de la junta ya ha deslizado, poniendo este hecho en entredicho la estricta uniformidad del coeficiente de rozamiento en todos los puntos de la superficie.

Si se quisiera hacer un cálculo muy ajustado o si la superficie del panel fuera suficientemente grande como para haberse acumulado un gran deslizamiento sería necesario considerar la variación del coeficiente de rozamiento μ_1 en función del deslizamiento para evaluar la capacidad última del panel. Para las condiciones de los ensayos, sin embargo, parece razonable considerar el coeficiente de rozamiento como constante, lo que conduce a la expresión

$$V_u = \int_A \mu_1 \cdot \sigma_n dA \approx \mu_1 \int_A \sigma_n dA = \mu_1 \cdot N \quad \text{Ecuación 5.28}$$

donde se ha tomado el coeficiente de rozamiento μ_1 entre superficies de hormigón como una magnitud constante independiente del área y de la tensión normal aplicada.

5.2.5.2. Simulación de los ensayos de cohesión.

En los ensayos de cohesión, las juntas mantenían una separación, de modo que no se les permitía desarrollar la resistencia a cortante aportada por la fricción en la junta. En la simulación se intentó modelizar el ensayo PC-C-2. Para ello, en una primera etapa, se consideró el material hormigón como elástico y lineal. En la figura 5.13 queda reflejada la malla con la que se efectuó el análisis. En ésta, sólo se han dispuesto elementos interface (en negro) para modelizar el comportamiento del neopreno teflón (elementos verticales) y las superficies de contacto entre las llaves (elementos inclinados). Así pues, la separación entre las caras de la junta se modeliza estableciendo relaciones de dependencia únicamente entre los grados de libertad de las superficies en contacto, aquellas donde se disponen elementos tipo junta. Al introducir el pretensado inicial como un vector de fuerzas

exteriores en el primer paso, se verifica que los elementos tipo junta de las llaves no entran en carga, absorbiendo los neoprenos todas las tensiones normales.

En la figura 5.14 se muestran curvas carga-flecha obtenidas a partir de las mediciones registradas durante la realización de los ensayos de cohesión (TEST). En éstas se han descontado los desplazamientos medidos en los paneles hasta que las llaves entraron en contacto. Se puede apreciar una notable variación de rigidez entre unos ensayos y otros. En el primer ensayo numérico (PC-C-FEM-1) se consideró que las superficies de las llaves modelizadas por los elementos interface se encontraban íntimamente en contacto y que la geometría entre las llaves era continua. Para ello, se emplearon los parámetros de la junta definidos en §5.2.1. Los resultados obtenidos mediante este modelo fueron excesivamente rígidos. En un segundo ensayo numérico (PC-C-FEM-2), se barajó la hipótesis de que las superficies de las juntas al estar en contacto tuvieran un comportamiento mucho más flexible. Esta menor rigidez intenta simular de una manera más realista el contacto de dos superficies de hormigón a través de las distintas protuberancias presentes en las mismas. Cuando dos piezas de hormigón se ponen en contacto, lo hacen entrechocando las distintas irregularidades de las que se componen sus superficies. Para tensiones de compresión crecientes, estas irregularidades se van deformando, imponiendo un acercamiento relativo entre las dos caras en contacto. Para el ensayo PC-C-FEM-2 se ha supuesto que para la tensión normal media en las llaves para un nivel de carga Q_u de 0,9 MN ($\sigma_{nm}=15\text{MPa}$) las caras se aproximaban 0,3 mm. Para el ensayo PC-C-FEM-3, ante las mismas tensiones normales, el acercamiento sería de 0,6 mm. El resumen de los coeficientes k_n utilizados en la matriz de rigidez para vincular tensiones normales y desplazamientos relativos en las juntas aparecen recogidos en la tabla 5.5.

Ensayo	k_n (MN/m ³)
PC-C-FEM-1	10000000
PC-C-FEM-2	50000
PC-C-FEM-3	25000

Tabla 5.5. Valores de k_n empleados para modelizar el comportamiento de la junta.

Este fenómeno, el de la deformación de las irregularidades de las caras de las juntas, explicaría la diferencia de rigidez entre el primer ensayo numérico PC-C-FEM-1 y los

resultados experimentales. La modelización de este fenómeno, que conduce a diferentes resultados en términos de desplazamientos, también modifica la distribución tensional.

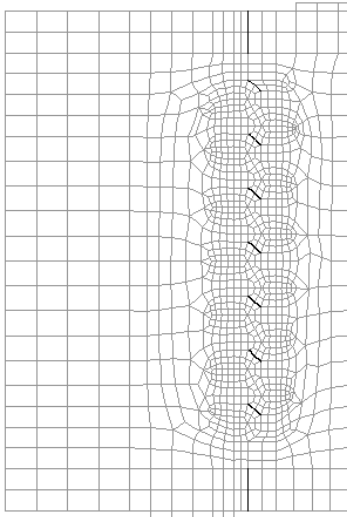


Figura 5.13. Malla del ensayo de cohesión

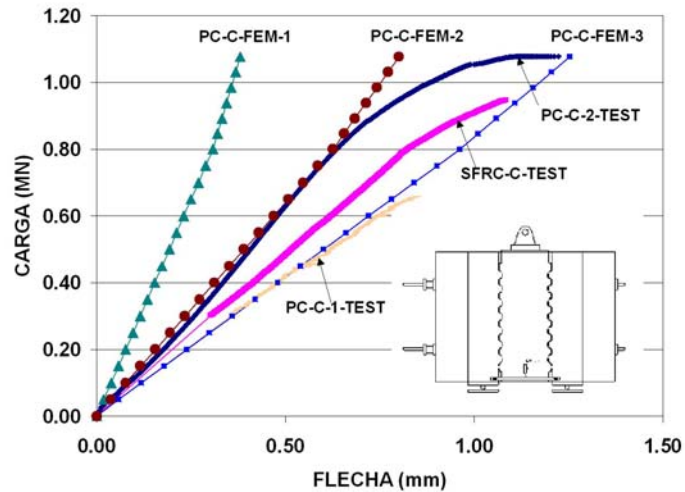


Figura 5.14. Curvas carga-flecha en los ensayos de cohesión. Comparación entre curva teóricas y experimentales.

En la figura 5.15 se muestra la relación entre la carga aplicada y las tensiones tangenciales para cada llave en el ensayo PC-C-FEM-1. Estas tensiones tangenciales se han calculado integrando numéricamente las tensiones normales t_n y tangenciales t_t actuantes en cada junta, proyectando las fuerzas así calculadas sobre un eje vertical y dividiendo por el área resistente de la base de cada llave A_{ki} . Ese gráfico muestra cómo la distribución de fuerzas no es uniforme a lo largo de toda la altura de la junta, concentrándose la transmisión de esfuerzos en los extremos de la junta. La llave más cargada es la superior (key 1 en el gráfico), seguida de la inferior (key 7). La distribución de tensiones es muy desigual. La llave superior se carga tres veces más que las llaves intermedias. En la figura 5.16, correspondiente al ensayo PC-C-FEM-2, se aprecia como esta distribución de tensiones es mucho más uniforme. La llave superior, la más cargada, soporta 1,5 veces más de carga que las llaves centrales. En el ensayo PC-C-FEM-3, esta relación baja a 1,25. También en la figura 5.18, fruto del análisis PC-C-FEM-2, se aprecia una distribución de tensiones más uniforme que en la figura 5.17 (PC-C-FEM-1).

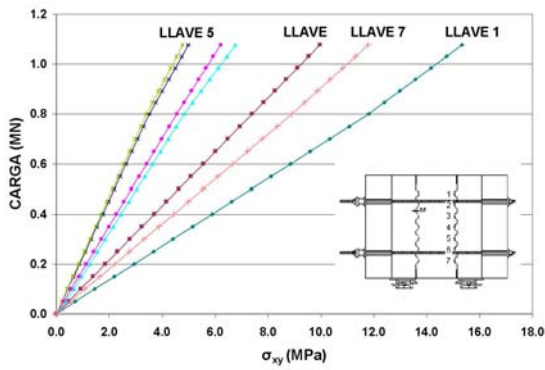


Figura 5.15. Curva carga-tensiones tangenciales en cada llave para el ensayo PC-C-FEM-1.

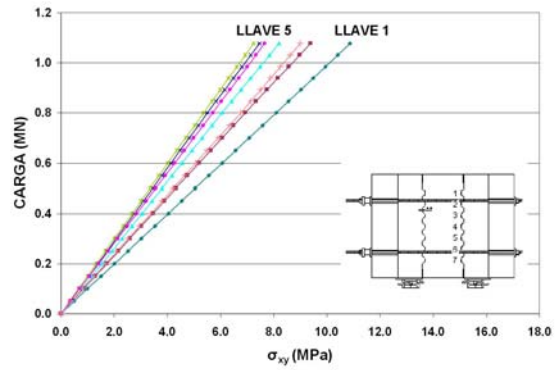


Figura 5.16. Curva carga-tensiones tangenciales en cada llave para el ensayo PC-C-FEM-2.

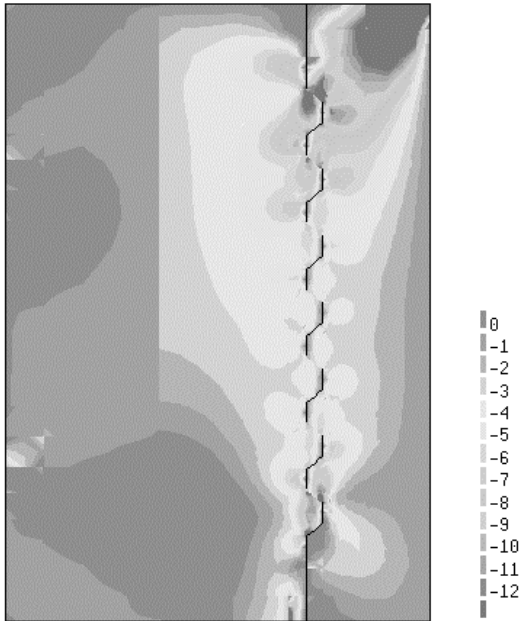


Figura 5.17. Distribución de tensiones tangenciales (MPa) en el ensayo PC-C-FEM-1 bajo carga máxima.

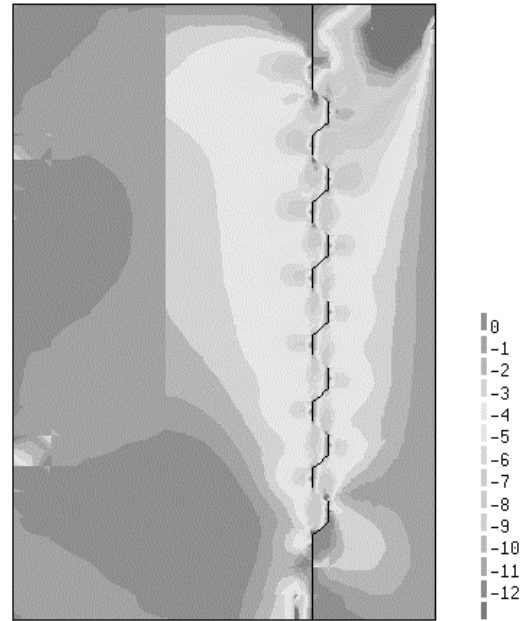


Figura 5.18. Distribución de tensiones tangenciales (MPa) en el ensayo PC-C-FEM-2 bajo carga máxima.

Otro resultado que se desprende del análisis es que la proyección horizontal de las tensiones transmitidas a través de los elementos junta producen tensiones de compresión en la llave. A pesar de considerar en el diseño del ensayo que la componente horizontal de las tensiones a nivel de la llave sería nulo, la geometría especial de la llave hace que la transmisión de tensiones tangenciales conlleve la transmisión de tensiones normales. La

figura 5.19 muestra las tensiones de compresión en cada llave obtenidas en el ensayo PC-C-FEM-2, llegando estas a alcanzar los 2,0 MPa en la llave más comprimida

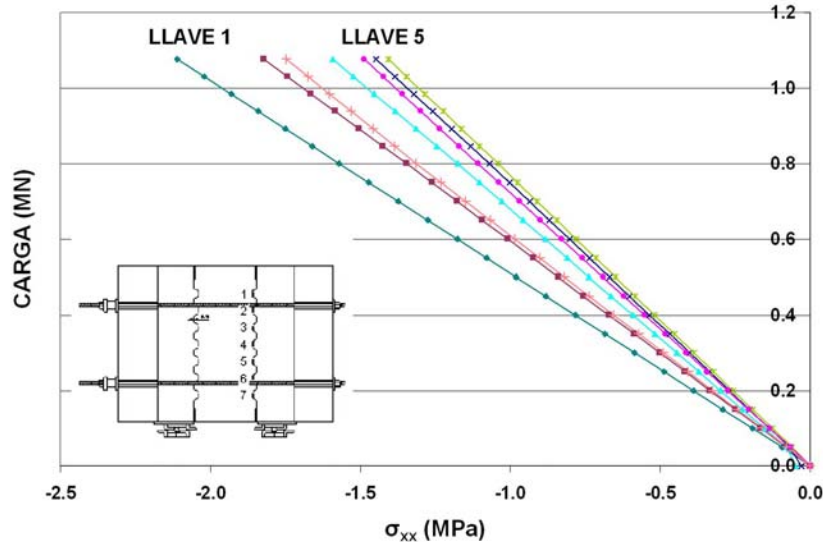


Figura 5.19. Curva carga-tensiones normales en cada llave para el ensayo PC-C-FEM-2.

El comportamiento no lineal en los ensayos de cohesión comienza ante estados avanzados de carga (alrededor del 80% de la carga última). Con objeto de captar el comportamiento del panel previo a la rotura se aplicaron los modelos descritos en 5.2.2 a la zona de las llaves en el panel lateral. Los modelos se separaban imperceptiblemente del comportamiento lineal y permitían que la carga creciera indefinidamente, no mostrando ninguna sensibilidad a reducciones artificiales de la resistencia a tracción. La fisuración aparecía en las llaves, pero era incapaz de agotar el panel.

Los malos resultados obtenidos con los ensayos numéricos en niveles de carga próximos a rotura impiden extraer conclusiones definitivas sobre la resistencia individual de cada llave o sobre la distribución de esfuerzos entre las llaves en rotura. El análisis de las deformaciones registradas por las rosetas dispuestas en las llaves no aclara el reparto de esfuerzos entre las llaves ni en la etapa lineal ni en la etapa previa a rotura. En el laboratorio, las llaves van fisurando y fallando progresivamente para niveles avanzados de carga. Las rosetas no son capaces de dar información concluyente sobre el momento de fallo de cada llave. En la figura 5.20 se puede apreciar un gráfico que relaciona las deformaciones principales con el nivel de carga en el ensayo SFRC-C.

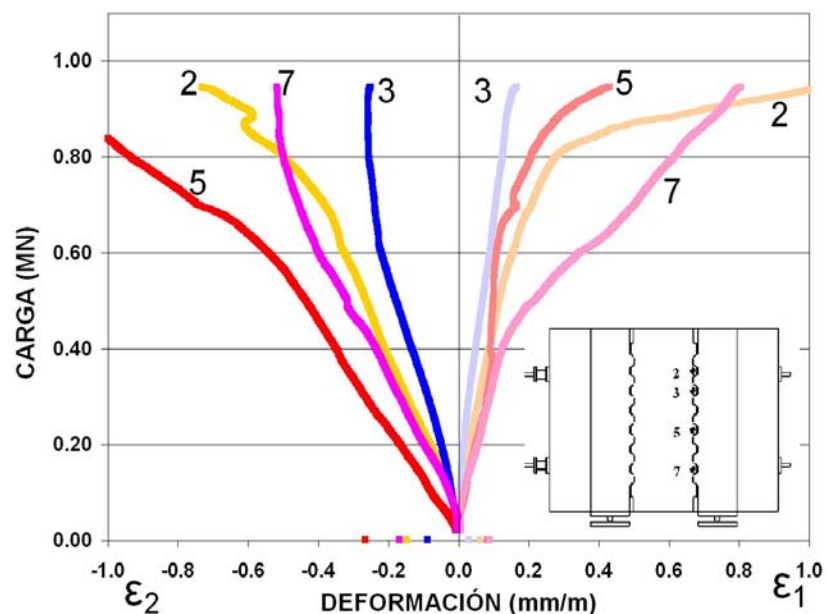


Figura 5.20. Curva carga-deformaciones principales medidas en las rosetas en el ensayo SFRC-C

5.2.5.3. Simulación de los ensayos de junta cerrada.

En los ensayos de junta cerrada, las juntas entre subpaneles tienen cuatro llaves y sus caras están en contacto. En la simulación se volvió a verificar la sensibilidad del ensayo numérico con respecto a la rigidez de la junta. Con este objeto, se modelizaron las juntas empleando los valores de los coeficientes de rigidez de la tabla 5.5 dando lugar a los ensayos PC-JC-FEM-1, PC-JC-FEM-2 y PC-JC-FEM-3. La figura 5.23 muestra el mallado usado para efectuar el análisis.

En la figura 5.21 se muestran las curvas carga-flecha obtenidas en los ensayos PC-JC y SFRC-JC, con una pendiente muy similar, y las obtenidas con los ensayos numéricos. En primer lugar, cabe destacar que los ensayos numéricos PC-JC-FEM-2 y PC-JC-FEM-3 resultan altamente inestables para pequeños niveles de carga, no alcanzándose la convergencia incluso reduciendo el paso y aumentando el número de iteraciones. Los resultados en términos de flechas son altamente dependientes de la rigidez k_n del elemento junta, aproximando mejor los resultados reales el ensayo con menor rigidez k_n .

En término de esfuerzos y de tensiones, sin embargo, los resultados son muy similares, no dependiendo, por tanto, la contribución de cada llave a la transferencia de cortante de la rigidez k_n . En la figura 5.22 se muestra una gráfica que recoge la evolución de las tensiones

tangenciales medias en el seno de cada llave y en las zonas lisas entre llaves (A_{sm}) en función del nivel de carga. La contribución de cada llave en la transferencia de cortante es prácticamente idéntica e independiente de su ubicación. Es de destacar que, para el nivel de tensiones normales existente en estos ensayos ($\sigma_n \approx 2$ MPa), la contribución de las llaves en la transmisión de tensiones tangenciales es significativamente mayor que la contribución de la zona lisa entre las mismas, siendo ésta prácticamente constante a lo largo de todo el ensayo. De hecho, el estudio de los ensayos numéricos desvela que el deslizamiento entre las caras de las juntas se produce en las primeras fases de carga, no pudiendo por tanto la zona de la junta denominada A_{sm} transmitir más tensiones tangenciales de las que ya transmite. A partir de ese momento, es el apoyo entre las llaves el que absorbe el incremento de carga. En la figura 5.24 se muestra un detalle de la geometría deformada del ensayo PC-JC-FEM-3, en el que las juntas han deslizado.

La importancia relativa de las llaves (A_k) en la transmisión de esfuerzos con respecto al área lisa entre las mismas (A_{sm}) es notable. A través de las llaves se transmiten alrededor de un 95% del cortante último según estos ensayos numéricos.

El complicado estado de fisuración mostrado en la figura 4.22 y el comportamiento en prerrotura se intentaron reproducir usando los modelos de plasticidad y de fisuración distribuida con escasos resultados.

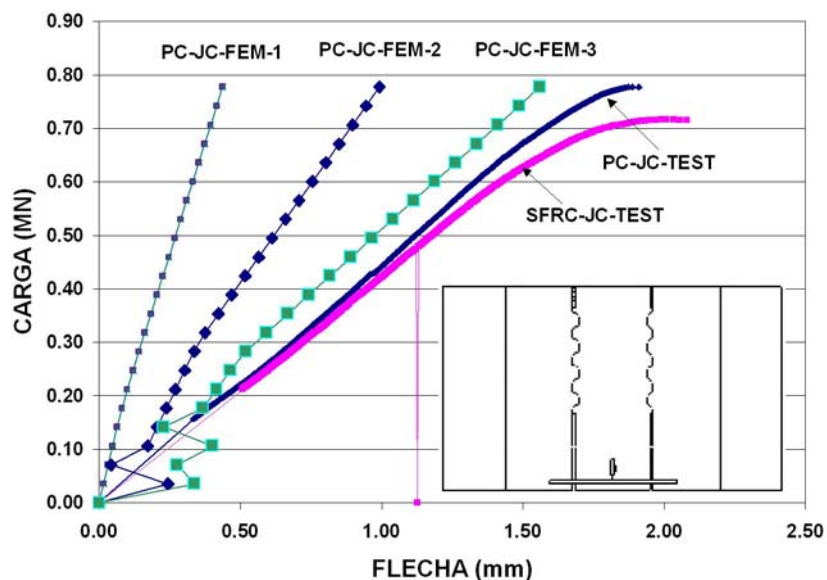


Figura 5.21. Curvas carga-flecha en los ensayos de junta cerrada. Comparación entre curvas teóricas y experimentales.

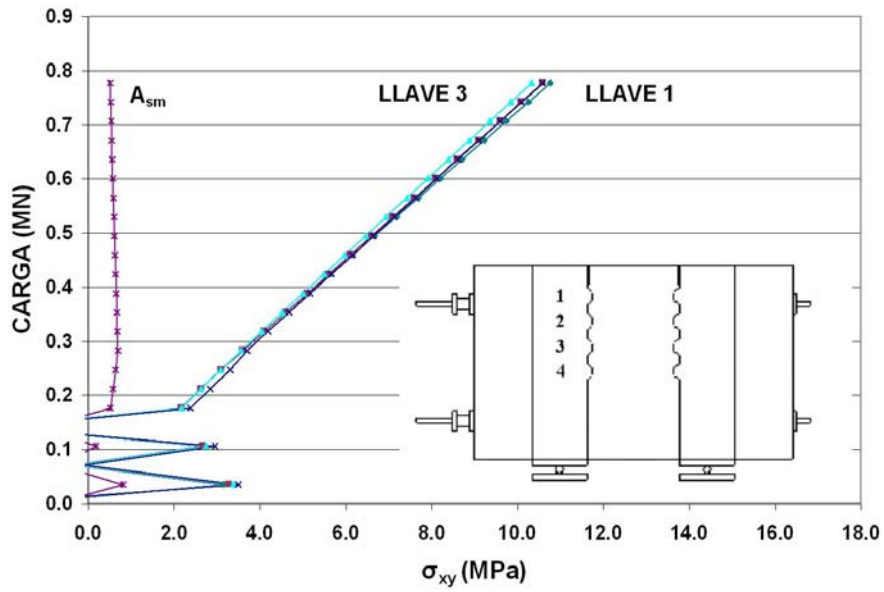


Figura 5.22. Curva carga-tensiones tangenciales en cada llave para el ensayo PC-JC-FEM-3.

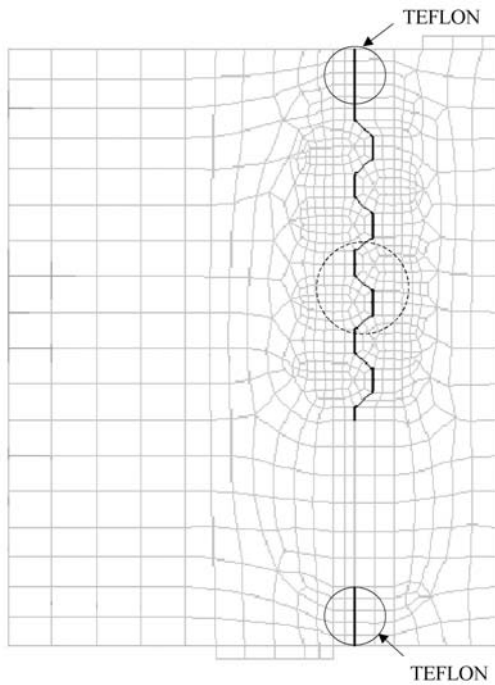


Figura 5.23. Malla del ensayo de junta cerrada.

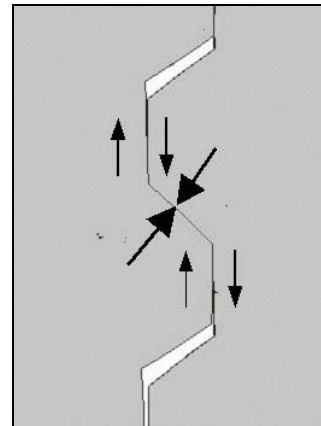


Figura 5.24. Detalle de la geometría deformada de una llave en el ensayo PC-JC-FEM-3.

5.2.5.4. Ensayos de junta abierta.

Como quedó de manifiesto en § 4.3.6.4, el comportamiento de los paneles de junta abierta es altamente asimétrico, a pesar de que las condiciones del ensayo eran teóricamente simétricas. Todo intento de reproducir este comportamiento asimétrico con un modelo en el que únicamente se disponga una junta, parece vano. Por otro lado, intentar reproducir el comportamiento asimétrico de un panel con un modelo que reproduzca la geometría completa del mismo incluyendo sus dos juntas, requiere introducir en el modelo asimetrías geométricas o constitutivas. Este tipo de asimetrías habrían de introducirse en el modelo de manera arbitraria con el objetivo de emular a toda costa el campo de desplazamientos obtenido en los ensayos. Arbitrarias, porque en los ensayos no se aprecian descentramientos de carga, ni defectos de posicionamiento en los apoyos, ni imperfecciones geométricas. Precisemos que el hecho de que aparentemente no existan, no quiere decir que no las haya. El modelo utilizado finalmente reproducía una mitad del panel. Se pasa a continuación a describir los principales resultados obtenidos con un modelo que, en principio, se podría calificar como poco acertado.

En el modelo se han ensayado las tres ecuaciones constitutivas del comportamiento lineal de la junta reflejadas en la tabla 5.5 (ensayos PC-JA-FEM-1, PC-JA-FEM-2 y PC-JA-FEM-3), aplicando un comportamiento lineal para el hormigón. Para todos ellos el comportamiento obtenido es mucho más rígido que el obtenido en los ensayos (TEST en la figura 5.25). A pesar de que la rigidez del panel decrece a medida que decrece la rigidez de la junta, se puede decir que son otros fenómenos los que rigen la deformabilidad del ensayo. En concreto, la apertura de junta, que como es sabido tiene una influencia fundamental en la flecha de una estructura, es infravalorada en el modelo, quedando muy por debajo de sus valores medios (figura 5.26). La diferencia entre el comportamiento obtenido en el modelo y el obtenido en el laboratorio no puede atribuirse al comportamiento no lineal del hormigón en compresión, debido a que, desde las primeras etapas de carga, con valores de las tensiones prácticamente nulos, esta diferencia queda ya de manifiesto.

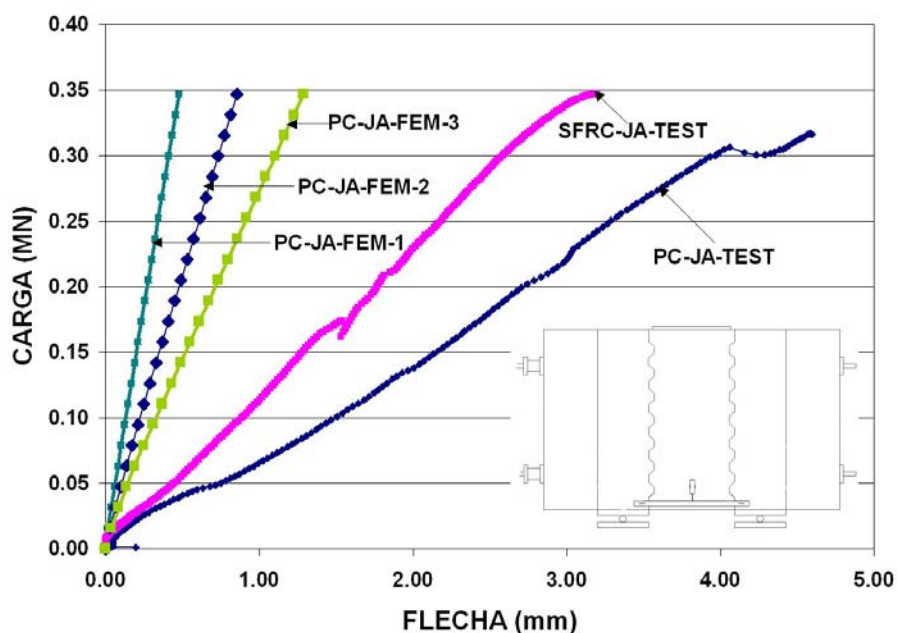


Figura 5.25. Curvas carga-flecha en los ensayos de junta abierta. Comparación entre curvas teóricas y experimentales.

Los contactos entre las llaves observados en los ensayos sí se reproducen en los ensayos numéricos. En la figura 5.27, que representa la geometría deformada del ensayo PC-JA-FEM-2, se puede apreciar como son sólo las llaves 1 2 y 3 las que se encuentran en contacto. Nótese también que la llave 3 se encuentra por debajo de la fibra neutra.

La evolución de las tensiones tangenciales medias en el seno de las llaves en función del nivel de carga para los ensayos PC-JA-FEM-1 y PC-JA-FEM-3, queda reflejada en la figura 5.28 y en la figura 5.29. La distribución de tensiones tangenciales entre las llaves 1 y 2 se va uniformizando a medida que disminuye la rigidez k_n de la junta. La llave inmediatamente inferior a la fibra neutra, la llave 3, soporta menores tensiones tangenciales que las llaves precedentes. El resto de las llaves no transmiten carga alguna.

La tabla 5.6 muestra la importancia relativa de las distintas llaves y del área entre las mismas (A_{sm}) en la transmisión del cortante último para los distintos modelos. En este caso, el hecho de que las mayores tensiones de compresión se acumulen en la zona lisa (A_{sm}) hace que la transmisión de cortante por esta zona tenga una importancia relativa mayor que la que tenía en los ensayos de junta cerrada.

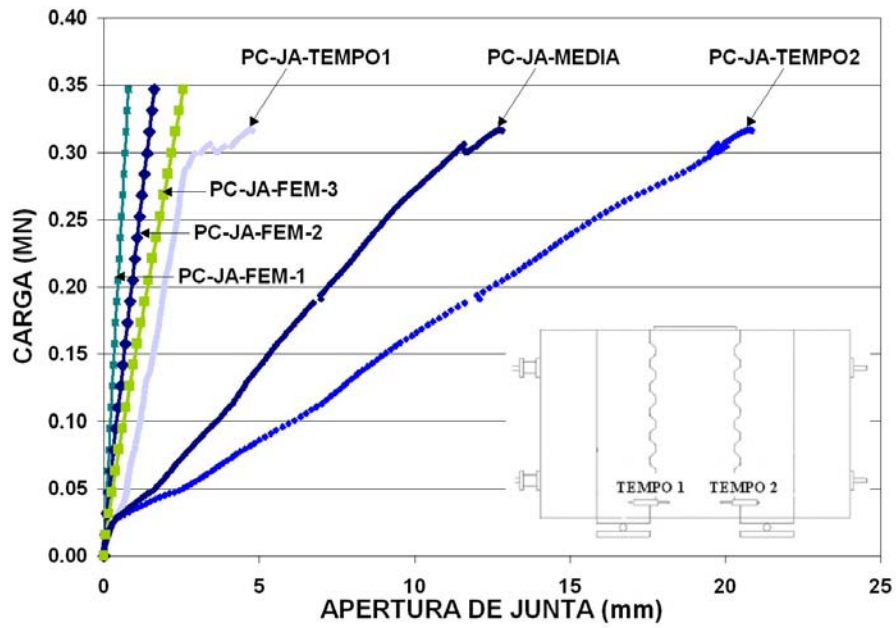


Figura 5.26. Curvas carga-apertura de junta en PC-JA. Comparación entre curvas teóricas y experimentales.

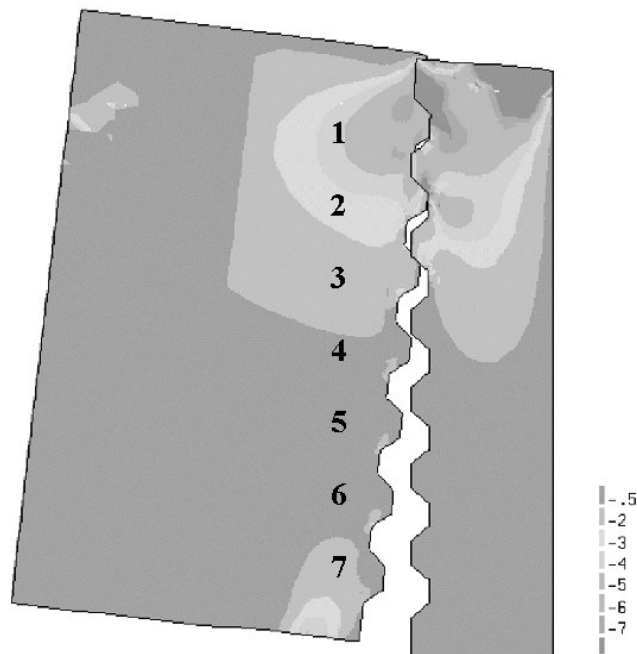


Figura 5.27. Distribución de tensiones tangenciales (MPa) en el ensayo PC-JA-FEM-2 bajo carga máxima.

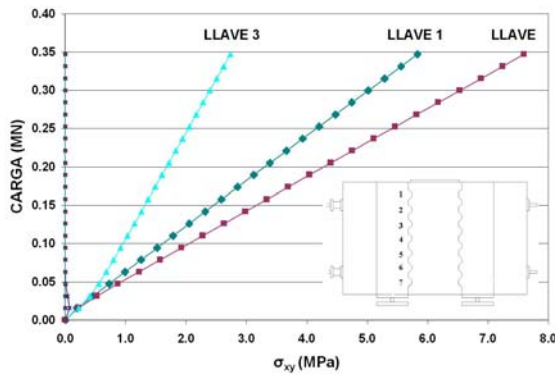


Figura 5.28. Curva carga-tensiones tangenciales en cada llave para el ensayo PC-JA-FEM-1.

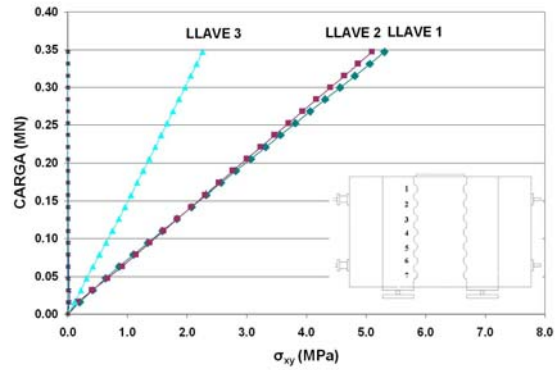


Figura 5.29. Curva carga-tensiones tangenciales en cada llave para el ensayo PC-JA-FEM-3.

		V_u (MN)	%	V_u (MN)	%	V_u (MN)	%
PC-JA-FEM-1	A_{k1}	0,052	30,11	0,145	83,45	0,174	100,00
	A_{k2}	0,068	39,23				
	A_{k3}	0,025	14,12				
	A_{sm}	0,029	16,55				
PC-JA-FEM-2	A_{k1}	0,046	26,51	0,113	65,39	0,174	100,00
	A_{k2}	0,047	26,96				
	A_{k3}	0,021	11,92				
	A_{sm}	0,060	34,61				
PC-JA-FEM-3	A_{k1}	0,048	27,61	0,114	65,87	0,174	100,00
	A_{k2}	0,046	26,52				
	A_{k3}	0,020	11,74				
	A_{sm}	0,059	34,13				

Tabla 5.6. Importancia relativa en la transmisión de cortante de las distintas llaves (A_{k1} , A_{k2} y A_{k3}) y del área entre las mismas A_{sm} en los paneles con junta abierta.

Debido al pequeño brazo mecánico para hacer frente a las sollicitaciones de flexión disponible, se evaluó la posibilidad de que la desviación entre el comportamiento registrado en el laboratorio y el obtenido en la modelización se pudiera justificar incluyendo el comportamiento no lineal geométrico en el análisis. Para ello, en cada iteración se actualizaba la geometría en función de los desplazamientos obtenidos en la iteración anterior. Aunque los resultados obtenidos son menos rígidos, todavía distan de aproximar los datos del laboratorio.

5.3. ANÁLISIS DE LA FORMULACIÓN EXISTENTE PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS JUNTAS SECAS

En la tabla 5.7 se intenta sintetizar una parte importante del trabajo de esta tesis. En ella aparecen recopilados los cortantes últimos respuesta de los distintos ensayos revisados en el estado del arte, junto con los descritos en el capítulo 4. Además, para las condiciones últimas medidas en los ensayos (valores de los axiles, momentos flectores concomitantes,...) se evalúa el cortante último respuesta predicho por los distintos autores (Buyukozturk, Fouré), normativas (AASHTO) y recomendaciones (ATEP) revisados en el estado del conocimiento. Con objeto de que al evaluar este cortante último respuesta se obtuvieran valores comparables, se han calculado los valores característicos, y se han formulado una serie de hipótesis que se expondrán a continuación.

En el cálculo de la distribución de tensiones normales, fundamental para evaluar la capacidad a cortante, se ha supuesto que la parte comprimida de la junta que era plana antes de la deformación, permanece plana tras la misma, incluso en los paneles. Además, en el caso de estructuras provistas de forjados, se ha supuesto que todo el ancho del forjado transmite tensiones normales, y que éstas se distribuyen uniformemente en todo el ancho del mismo.

Para la evaluación del comportamiento tensodeformacional de las juntas en las vigas se ha elaborado un sencillo programa informático de análisis seccional, en el que, a partir de la posición de la fuerza de pretensado (incluyendo la pérdida de excentricidad debido a la configuración deformada que adopta la estructura) y su magnitud, se obtiene la ley de tensiones y deformaciones en la sección de la junta. Para ello, se impone la condición de que el axil en el acero N_s tiene que ser igual al axil en el hormigón N_c , y que el momento exterior tiene que ser igual al momento originado por este par de fuerzas N_s - N_c , siendo las incógnitas la posición de la fibra neutra y la máxima deformación de compresión de la sección. En compresión, la ley de deformaciones es lineal y la ecuación constitutiva del hormigón es la ley parábola-rectángulo propugnada por la norma española [EHE (1998)].

A la hora de interpretar los resultados de la tabla habrá que tener en cuenta que Buyukozturk no propone valores para el coeficiente de rozamiento μ_1 , por lo que, en los cálculos, éste se ha tomado igual a los valores del coeficiente de rozamiento medido en Austin y en Barcelona. Además, en la formulación que él propone no explicita la manera de

cuantificar la contribución de las compresiones del forjado en la transmisión de cortante, por lo que, en el cálculo, se asume que todo el forjado comprimido es susceptible de transmitir cortante.

Fouré tampoco explicita el coeficiente de rozamiento μ_1 , por lo que nuevamente se ha optado por asignarle el valor del coeficiente medido en Austin y Barcelona. En la aplicación de su formulación, se ha utilizado la resistencia a la tracción media del hormigón deducida por la normativa española [EHE (1998)] a partir de la resistencia a la compresión media. Destacar que este autor considera la resistencia a cortante de las llaves en contacto por debajo de la fibra neutra y afirma que todo el forjado comprimido puede transmitir cortante.

La formulación del AASHTO se ha aplicado omitiendo los coeficientes de seguridad, por lo que esta predicción coincide con la formulación del profesor Breen. De nuevo se supone que todo el forjado comprimido es susceptible de transmitir cortante.

Las recomendaciones de ATEP sólo permiten aprovechar para transmitir cortante las compresiones actuantes en el área de forjado eficaz. La formulación lleva implícita la seguridad y para eliminarla en el cálculo se ha multiplicado por $\gamma_f=1,5$ el cortante último respuesta de la zona del alma.

La relación completa de los valores de las distintas variables utilizados en la aplicación de la formulación, puede consultarse en el Anejo C.

Entre los ensayos revisados en la tabla 5.7 se incluyen algunos (marcados con un asterisco) que no rompen por agotarse la capacidad de la junta, sino por otros motivos. Se han querido incluir estos ensayos porque, aunque no nos dan información sobre la capacidad de la formulación para predecir la carga última, sí permiten comprobar si el cortante último respuesta de la junta predicho es mayor que el cortante último obtenido en los ensayos.

Bajo la denominación de Backhoum-100, se recoge en la tabla 5.7 el valor del cortante último respuesta medio de la serie de ensayos realizados sobre cuatro probetas (como aquella representada en la figura 3.9b) con una tensión de confinamiento de 100 psi ($\sigma_{nm}=0,6895$ MPa). El cálculo de los cortantes últimos se efectúa con el valor medio de la resistencia a compresión de los hormigones empleados en la elaboración de las probetas.

	TEST		BUYUKOZTURK		FOURE		AASHTO		A.T.E.P.	
	V _u (MIN)	(V _u) _{test} /(V _u) _{pred}	V _u (MIN)	(V _u) _{test} /(V _u) _{pred}	V _u (MIN)	(V _u) _{test} /(V _u) _{pred}	V _u (MIN)	(V _u) _{test} /(V _u) _{pred}	V _u (MIN)	(V _u) _{test} /(V _u) _{pred}
OTROS	BACKHOUN-100	0.064	0.999	0.025	2.595	0.062	1.032	0.084	0.764	
	BACKHOUN-300	0.082	0.981	0.045	1.814	0.078	1.058	0.109	0.757	
	BACKHOUN-500	0.112	1.045	0.069	1.632	0.098	1.140	0.138	0.812	
	KOSEKI	0.213	0.944	0.143	1.491	0.207	1.030	0.287	0.743	
	RAMIREZ- _{u/d} =1,5*	0.333	-	-	-	-	-	-	-	
	FOURE -OH2	0.795	1.267	0.664	1.198	0.699	1.137	0.473	1.682	
	FOURE-OH3	0.413	0.550	0.570	0.724	0.600	0.688	0.360	1.147	
	FOURE-OH3BIS	0.505	0.550	0.591	0.855	0.600	0.842	0.360	1.403	
	ANLLO-DC1-Joint A*	0.198	3.605	0.055	0.056	3.908	0.051	2.217	0.089	
	ANLLO-DC2-Joint C*	0.085	0.462	0.184	0.184	0.504	0.169	0.252	0.337	
	POLO-PC-R-2	0.285	0.272	1.049	1.049	0.296	0.962	0.296	0.962	
	POLO-PC-C-2	0.538	0.365	1.472	0.078	6.862	0.354	1.518	0.482	
	POLO-PC-JC	0.385	0.462	0.833	0.298	1.290	0.400	0.963	0.593	
UPC	POLO-PC-JA*	0.158	0.356	0.444	0.635	0.230	0.687	0.452	0.350	
	LLOPART-SFRC-R-2	0.271	0.273	0.993	0.993	0.298	0.911	0.298	0.911	
	LLOPART-SFRC-C*	0.472	0.358	1.317	0.076	6.230	0.348	1.357	0.473	
	LLOPART-SFRC-JC	0.357	0.443	0.806	0.280	1.276	0.382	0.935	0.628	
	LLOPART-SFRC-JA	0.173	0.369	0.469	0.267	0.647	0.236	0.733	0.369	
	PIERNAGORDA-PC-V1-35*	0.081	2.767	0.029	2.607	0.031	2.913	0.028	1.786	
	PIERNAGORDA-SFRC-V1-35*	0.074	2.576	0.029	2.407	0.031	2.701	0.027	1.676	
	PIERNAGORDA-PC-V1-70*	0.136	4.437	0.031	4.374	0.031	4.788	0.028	2.613	
	PIERNAGORDA-SFRC-V1-70*	0.126	4.228	0.030	4.050	0.031	4.461	0.028	2.661	
	TURMO-PC-V3*	0.134	1.698	0.079	1.621	0.083	1.813	0.074	1.061	
	TURMO-SFRC-V3*	0.132	1.825	0.072	1.700	0.078	1.946	0.068	1.200	
	Media 13 ensayos		0.964		1.725		0.996		0.919	
	Varianza 13 ensayos		0.058		2.650		0.043		0.122	

* Estos ensayos no rompen por agotar la junta su capacidad resistente. Se incluyen aquí a título informativo, no pudiendo utilizarse los resultados de estos ensayos para evaluar la formulación existente.

Tabla 5.7. Comparación entre la formulación existente para evaluar el cortante último respuesta de las juntas secas.

De manera análoga se calculan los valores correspondientes a la fila Backhoum-300 (3 ensayos) y Backhoum-500 (5 ensayos).

En el ensayo de Ramírez se desconocen las tensiones finales en los cables de pretensado, por lo que no es posible realizar una predicción ajustada del cortante último. El cálculo de la profundidad de la fibra neutra en el momento de la rotura utilizando las tensiones iniciales de tesado conduce a incongruencias numéricas. Si se intenta compensar el momento exterior con el axil de pretensado inicial, la resultante de compresiones en el hormigón debe actuar fuera del canto de la sección.

Los ensayos de Anlló rompen por compresiones excesivas en el forjado (ELU de solicitaciones normales). El ensayo PC-JA falla por rotación del subpanel central y el ensayo SFRC-C por desestabilización y vuelco general del panel. Los ensayos Piernagorda y Turmo, tampoco rompen por la junta.

Las fórmulas existentes para evaluar la resistencia de las juntas secas son todas conceptualmente muy similares, pero muy diferentes en su aplicación. Esto dificulta enormemente su comparación. En cualquier caso, del estudio de los resultados de la tabla 5.7, se puede extraer como conclusión general que es la formulación de la AASHTO la que mejor aproxima los resultados para la serie de ensayos analizados, tanto en media como en varianza. Conceptualmente, el doctorando entiende que esta formulación es muy acertada. En primer lugar, separa el cortante que es capaz de transmitirse por las llaves y el cortante que es capaz de transmitirse por la superficie lisa entre llaves. Siendo conocido (medido) el rozamiento entre las superficies de hormigón (μ_1), el problema se centra en determinar la cohesión c y el rozamiento interno μ_2 . Breen hace depender estos dos términos de la resistencia a tracción del hormigón, imponiendo que cuando las tensiones tangenciales en el seno de la llave hacen que se alcance la tensión principal de tracción, las llaves rompen. Breen no considera que la rotura pueda deberse a solicitaciones de flexión local de la llave, que induciría fisuras como la reflejada en la figura 4.25b. Tal vez por esto, supervalore la resistencia del panel SFRC-JA. El hecho de que en los ensayos PC-C y SFRC-C la transmisión de tensiones tangenciales a través de las llaves venga acompañada de transmisión de tensiones normales de compresión, podría justificar los incrementos de resistencia de las juntas en los ensayos con respecto a las predicciones.

Buyukozturk aproxima relativamente bien el conjunto de resultados, sobre todo teniendo en cuenta que la formulación por él propuesta no tiene más justificación teórica que la extrapolación de unos resultados experimentales obtenidos de unas probetas a todo tipo de geometrías y hormigones. No separa el cortante que es capaz de transmitirse por las llaves y el cortante que es capaz de transmitirse por la superficie lisa entre llaves, englobándolo todo en el coeficiente de rozamiento μ_2 , por lo que una alteración entre la proporción A_k y A_{sm} podría hacer variar estos resultados. La predicción del panel SFRC-JA queda excesivamente del lado inseguro.

La formulación de Fouré es conceptualmente interesante porque hace depender la magnitud del coeficiente de rozamiento interno μ_2 de la resistencia del hormigón y además separa el cortante que es susceptible de transmitirse por A_k y por A_{sm} . Sin embargo, su formulación da valores para el término de la cohesión c muy bajos, lo que, para los niveles de tensiones normales de los ensayos, da lugar a predicciones excesivamente conservadoras. Fouré es el único autor que considera la contribución de las llaves por debajo de la fibra neutra en la transmisión de cortante. Aunque los ensayos parecen confirmar que las llaves en contacto por debajo de la fibra neutra son capaces de transmitir cortante, parece razonable no tenerlas en cuenta a la hora de evaluar la resistencia de la junta. En primer lugar, no es sencillo determinar a priori qué llaves quedarán en contacto por debajo de la fibra neutra. Además, la inexistencia de tensiones normales de compresión hace que estas llaves contribuyan en menor grado a la transmisión de tensiones tangenciales y que su resistencia sea menor.

En cuanto a la formulación propuesta por la ATEP hay que decir que no separa el cortante que es capaz de transmitirse por las llaves y el cortante que es capaz de transmitirse por la superficie lisa entre llaves, englobándolo todo en el coeficiente de rozamiento μ_2 . Éste, además, no depende de la resistencia del hormigón, lo que conceptualmente no tiene lógica. En los ensayos de paneles, la resistencia es sistemáticamente supervalorada. En los ensayos de Fouré, donde la junta consta de alma y forjados, el hecho de permitir la transmisión del cortante sólo en una parte del forjado comprimido, dota a la formulación de un coeficiente de seguridad que compensa la supervaloración de la resistencia del alma.

5.4. CONCLUSIONES

Se dispone de un modelo de junta que reproduce aceptablemente los resultados de los ensayos en su fase elástica. Dado que parece que no es la resistencia de la junta la que induce la rotura en los ensayos de vigas (Piernagorda y Turmo), este modelo será de particular utilidad a la hora de modelizar los ensayos estructurales. La elección del coeficiente de rigidez axial de la junta k_n es fundamental a la hora de determinar los esfuerzos entre las distintas llaves en la fase elástica. Valores entre 25000 y 50000 MN/m³ son los que mejor ajustan los resultados experimentales.

La existencia de llaves conjugadas aumenta la resistencia de la junta. La formulación propugnada por la AASHTO se confirma como la más eficaz a la hora de evaluar esta resistencia. La AASHTO aprovecha todas las compresiones existentes en los forjados para transmitir cortante. Parece que los ensayos de Fouré confirman este extremo, al menos para la relación a/d utilizada en sus ensayos. Las altas resistencias a cortante de las vigas con sección cajón ensayadas por Fouré sólo pueden justificarse movilizandando la totalidad de las compresiones presentes en los forjados para transmitir tensiones tangenciales. Sería recomendable una revisión de las recomendaciones españolas para adaptarlas a la normativa americana y para hacerlas capaces de reproducir los resultados procedentes de la experimentación.

CAPÍTULO 6

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS

6.1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo recoge un análisis detallado de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre vigas de dovelas con junta seca y pretensado exterior. Intenta esclarecer el mecanismo de transferencia de cortante en este tipo de estructuras y acotar su resistencia. Para ello, se presentará un análisis basado en el método de los elementos finitos en el que se mostrará el flujo de tensiones que se desarrolla en el seno de estas estructuras tras la apertura de junta.

6.2. ANÁLISIS CRÍTICO DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En el capítulo 4 se describían el desarrollo y resultados de los ensayos de vigas con pretensado exterior y junta seca realizados por el grupo de Puentes de la Escuela de Caminos de Barcelona. En el capítulo 5, §5.3, se realizó una evaluación de la resistencia a cortante de las juntas críticas para cada ensayo según las distintas teorías recopiladas en el estado del conocimiento. En este apartado se vuelven a abordar los resultados obtenidos en los ensayos, intentando profundizar en el mecanismo resistente de estas vigas.

Los resultados de los ensayos sobre vigas quedan resumidos en la tabla 6.1. En ésta se incluye el cortante máximo $V_{u,exp}$ en la junta crítica y el momento exterior M_d concomitante actuante en esta sección de junta. Se tabula, asimismo, el axil de pretensado P_f medido en los anclajes por las células de carga en el momento de alcanzarse este cortante máximo $V_{u,exp}$.

En el cálculo de esfuerzos se ha tenido en cuenta el peso propio y las cargas introducidas por los gatos y medidas por las células de carga. Además, para el cálculo del cortante último $V_{u,exp}$ en las vigas V3, se ha tenido en cuenta el cortante de pretensado V_p . El cálculo del cortante de pretensado V_p se ha realizado considerando el valor del pretensado final P_f actuando en la geometría sin deformar.

En la tabla 6.1 se añade el momento último respuesta M_u de la sección de junta crítica. Este momento M_u se ha calculado modelizando el comportamiento del hormigón en compresión utilizando el diagrama rectangular propugnado por la EHE [EHE (1998)] y tomando la resistencia a compresión media del hormigón, sin ser minorada por ningún coeficiente. El axil de pretensado actuante en la sección de hormigón en el momento de la rotura se toma igual al citado valor del axil de pretensado P_f . Para determinar el punto de aplicación del pretensado en la sección crítica, se ha considerado la pérdida de excentricidad del pretensado Δe máxima medida en los ensayos. En los ensayos V1, el valor de la pérdida de excentricidad del pretensado Δe se deduce de los valores de flechas medidos en la junta y en los desviadores por los Temposonics 1, 2 y 5 (figura 4.36). En los casos (V1-35 y V1-SFRC-70), en los que los Temposonics se retiraron antes de la finalización del ensayo, el valor Δe ha sido extrapolado a partir de las últimas mediciones realizadas. En los ensayos V3, el valor de la pérdida de excentricidad del pretensado Δe se deduce de los valores de flechas medidos en la junta y en el desviador adyacente por los Temposonics 2 y 4 (figura 4.38).

	$V_{u,exp}$ (MN)	P_f (MN)	M_d (MNm)	M_u (MNm)	Δe (mm)	γ_r
V1-PC-35	0,081	0,582	0,217	0,247	42	0,88
V1-SFRC-35	0,074	0,529	0,195	0,234	24	0,83
V1-PC-70	0,136	0,905	0,350	0,394	23	0,89
V1-SFRC-70	0,126	0,933	0,326	0,407	21	0,80
V3-PC	0,134	0,309	0,074	0,088	6	0,84
V3-SFRC	0,132	0,354	0,074	0,101	5	0,73

Tabla 6.1. Resultados vigas UPC.

Antes de interpretar los resultados, hay que recordar que las vigas V1-SFRC no fueron llevadas a rotura, y que el axil de pretensado P_f ha sido extrapolado a partir de los valores

medidos en los tendones instrumentados, debiendo considerarse, por tanto, una aproximación razonable, pero no exacta, del pretensado final.

El análisis de la tabla 5.7 ya nos confirmaba que, independientemente de la teoría que se aplicara, el cortante último respuesta de la junta quedaba muy por encima del cortante de sollicitación. El análisis de la tabla 6.1 parece descartar una rotura por sollicitaciones normales puras en el plano de la junta. Con las hipótesis empleadas en los cálculos, hipótesis que se pueden considerar bastante razonables para evaluar el momento último respuesta M_u , el coeficiente de seguridad a la rotura γ_f , calculado como cociente entre el momento actuante en la zona de junta M_d y el momento último respuesta de la sección de junta M_u , es siempre menor que la unidad, con valores que oscilan entre 0,73 y 0,89. En el cálculo de estos valores influye de manera muy significativa el valor del pretensado P_f . Habida cuenta que el valor de P_f es extrapolado de las medidas realizadas en los tendones instrumentados, habrá que tomar estos valores con precaución. Aún con todas las reservas que se puedan hacer a los cálculos presentados, la tabla 6.1 parece indicar una tendencia, y es que las vigas no rompen debido a agotar su capacidad por tensiones normales en la sección de junta. Esto, junto con el análisis de la propagación de la fisuración hasta rotura, indica una rotura por elevadas tensiones normales combinadas con tensiones tangenciales, con un mecanismo de rotura que no es seccional, sino espacial.

La respuesta de las vigas convencionales de hormigón ante sollicitaciones tangentes, no se puede estudiar a nivel seccional. La formación de un mecanismo de celosía para la transmisión del cortante, antes de que se produzca una rotura por plastificación de los cercos, por compresión excesiva de las diagonales comprimidas o por fallos de adherencia o anclaje de la armadura longitudinal, obligan a realizar un estudio espacial de la respuesta a cortante. De una manera análoga, la respuesta estructural de las vigas de hormigón con junta seca y pretensado exterior impiden un mero análisis seccional para evaluar la respuesta a cortante.

Es sabido que, en una viga cualquiera, el cortante V actuante en una sección x queda relacionado matemáticamente con el momento flector exterior M mediante la ecuación 6.1.

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{\partial(N \cdot z)}{\partial x} = z \cdot \frac{\partial(N)}{\partial x} + N \cdot \frac{\partial(z)}{\partial x} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

El momento flector exterior M en cada sección x de la viga es compensado por un par de fuerzas compuesto por un axil de compresión N_c y por un axil de tracción N_s , separados un brazo mecánico z (Ecuación 6.2)

$$M(x) = N_s \cdot z = N_c \cdot z = N \cdot z \quad \text{Ecuación 6.2}$$

La ecuación 6.1, por tanto, se puede elaborar transformándose de la siguiente manera:

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{\partial (N \cdot z)}{\partial x} = z \cdot \frac{\partial (N)}{\partial x} + N \cdot \frac{\partial (z)}{\partial x} \quad \text{Ecuación 6.3}$$

En las vigas de hormigón convencional, el brazo mecánico z permanece aproximadamente constante entre dos secciones contiguas de la viga, al menos en los primeros estadios de carga, por lo que

$$\frac{\partial (z)}{\partial x} = 0 \quad \text{Ecuación 6.4}$$

y

$$V(x) = z \cdot \frac{\partial (N)}{\partial x} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

La ecuación 6.5 es lo que tradicionalmente se conoce como el efecto viga, y conduce a una distribución de tensiones tangenciales repartidas a lo largo y ancho de la sección transversal, de modo que se suelen disponer unos cercos para que, cuando el alma de la viga fisure por cortante, se resistan las tracciones que antes soportaba el hormigón (analogía de la celosía). Si, por cualquier circunstancia, se pierde la adherencia entre la armadura longitudinal y el hormigón que la rodea, la armadura es incapaz de variar su tensión entre dos secciones de la viga, lo que implica en este caso

$$\frac{\partial (N)}{\partial x} = 0 \quad \text{Ecuación 6.6}$$

y

$$V(x) = N \cdot \frac{\partial (z)}{\partial x} \quad \text{Ecuación 6.7}$$

La ecuación 6.7 se conoce como efecto arco, e implica que el cortante es resistido por inclinación del axil de compresión. En general, estos dos mecanismos se superponen antes de que una viga agote por sollicitaciones tangentes.

En una estructura de dovelas, con pretensado exterior, donde no existe armadura pasante, y el acero de pretensado sólo entra en contacto con el hormigón en anclajes y

desviadores, el axil permanece constante en todas las secciones de la viga (aunque aumente con el nivel de carga), siendo por tanto el efecto arco el responsable de la transmisión de cortante. Así pues, tensiones longitudinales de compresión y tensiones tangenciales se asocian, de modo que éstas están siempre presentes allí donde se encuentren áquellas. Esto implica necesariamente que todo el forjado es susceptible de transmitir cortante, o, al menos, es susceptible de transmitir cortante en todo su ancho eficaz, debiendo proveerse, si no se quiere comprometer esta capacidad, las oportunas armaduras de flexión transversal.

De hecho, uno de los resultados aparentemente más sorprendentes obtenidos de los ensayos es el hecho de que vigas con un armado muy distinto presenten resistencias muy similares. Las vigas armadas con armadura de cortante V1-PC presentan un cortante último muy similar a aquellas reforzadas con fibras pero desprovistas de cercos V1-SFRC. El ancho de la fisura principal, apreciada a simple vista en los ensayos, permite afirmar que la contribución de las fibras a la transmisión de cortante a través de la zona de fisura se puede despreciar en la práctica, así como cualquier tipo de transmisión de tensión tangencial proveniente del efecto de engranaje de los áridos. El mecanismo de respuesta a cortante que permite asegurar la transmisión de tensiones tangenciales en las vigas sin armadura de cortante es el efecto arco. Sólo el efecto arco permite justificar que vigas sin cercos soporten cortantes tan similares a las de las vigas con cercos.

Las armaduras de cortante, por tanto, no parecen eficaces en este tipo de ensayos. Aunque pueden servir para controlar la fisuración (como pone de manifiesto la comparación entre las figuras 4.47a y 4.49a), las armaduras contiguas a la junta abierta no tienen encomendada la misión de transmitir cortante ya que no enlazan cordón traccionado y comprimido de ninguna celosía. El hecho de no existir efecto viga y de limitarse la transmisión de tensiones tangenciales a las zonas comprimidas, dificulta la formación de una celosía haciendo que los cercos de cortante tengan un papel secundario. De hecho, la fisura que en el ensayo V1-SFRC-70 se propaga entre la junta y el punto de carga (figura 4.49a), haciendo que en la fase final del ensayo la fibra neutra se encuentre en el plano de unión entre alma y forjado, no impide a la estructura la transmisión de cortante.

Resulta evidente que, si no se forma celosía alguna, las armaduras de suspensión no parecen necesarias. En el capítulo 4 ya se apuntaba que el mapa de fisuración observado en los ensayos no reflejaba áquel representado en las recomendaciones de la ATEP [ATEP

(1996)] que justificaba la colocación de armaduras de suspensión. Ahora se va más lejos. A pesar de la fisuración diagonal, no hay posibilidad de la formación de una celosía, ni siquiera localmente, por debajo de las llaves en contacto. Las bielas de compresión no pueden equilibrarse en la zona de junta abierta, ya que no se dispone de armadura longitudinal convenientemente anclada que recoja la componente horizontal de las compresiones.

Todos estos fenómenos se ponen de manifiesto, interpretando los resultados obtenidos mediante el análisis numérico.

6.3. ANÁLISIS DE VIGAS POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

Son numerosos los estudios numéricos que se han realizado en esta tesis con el fin de interpretar y comprender los resultados obtenidos en el laboratorio. De entre todos ellos, se destacarán y describirán unos ensayos numéricos que se pueden agrupar en tres series. La primera de ellas intenta reproducir el comportamiento de las seis vigas en las que la junta ha sido modelizada con su geometría. La segunda serie intenta refinar el modelo introduciendo la fisuración observada en los ensayos en forma de fisura discreta. La tercera serie intenta evaluar la posibilidad de reproducir los resultados de los ensayos utilizando un modelo de junta plana que no reproduzca la geometría del dentado de las llaves, simplificando así la modelización.

El análisis se realizó con el código de elementos finitos Diana 8.1. Para ello se preparó un modelo en dos dimensiones con elementos bidimensionales. El pequeño ancho de los forjados y las medidas efectuadas con las galgas embebidas en el forjado superior en el ensayo V1-PC permite asegurar un comportamiento uniforme en anchura del forjado.

6.3.1. Análisis numérico de las vigas V1 y V3 modelizando la junta con su geometría.

En esta serie de ensayos numéricos se ha estudiado el comportamiento de las vigas V1 y V3 centrando la atención en la no linealidad que produce la presencia de juntas secas en el comportamiento de las vigas. Para ello, se ha efectuado la modelización de las juntas entre dovelas empleando el modelo calibrado en el capítulo anterior realizado con elementos tipo interface a los que se les da una ley de comportamiento de rozamiento

coulombiano. Llaves y juntas fueron modelizadas con su geometría, dotándolas de elementos interface de dos nodos. Los valores de los parámetros de la ecuación constitutiva de la junta usados en estos ensayos se puede consultar en la tabla 6.2.

k_n	50000 MN/m ³
k_t	50000 MN/m ³
$\tan\phi$	0,55
c	0,0
$\tan\varphi$	0,0

Tabla 6.2. Valores empleados para modelizar el comportamiento de una junta de hormigón

Así, las vigas quedan modelizadas con elementos bidimensionales de cuatro nodos y ocho grados de libertad, a los que se les asigna una anchura de 0,60m para los forjados, 0,10 m para las almas y 0,35 m para la transición entre forjado y alma. A los elementos que simulan anclajes y desviadores se les asigna una anchura de 0,10 m para no enmascarar las trayectorias de tensiones, incrementando a cambio el módulo de elasticidad del material que los conforma para simular su rigidez. Así, cuando el módulo de elasticidad del hormigón utilizado era de 28000 MPa, se asignaba a anclajes y desviadores un módulo de elasticidad seis veces mayor.

La viga era sustentada por dos apoyos puntuales que impedían movimientos verticales. Uno de los apoyos impedía también movimientos horizontales. Las cargas eran introducidas de manera puntual en el forjado superior. La introducción del pretensado inicial se realizaba aplicando fuerzas externas actuantes en anclajes y desviadores. Para simular la evolución del mismo a lo largo del desarrollo del ensayo se tantearon dos posibilidades.

La primera, era introducir los incrementos de tensión del cable como incrementos de fuerzas de desviación en anclajes y desviadores, siendo la evolución del pretensado en el ensayo numérico idéntica a la evolución de las fuerzas medidas con las células de carga en los anclajes en el laboratorio. Este método produjo en muchos casos gran inestabilidad numérica, por ser muy sensible el modelo a la evolución de las fuerzas de pretensado. La modelización de la fisuración en el seno de la dovela, con modelos de fisuración discreta o distribuida, o la realización de un análisis teniendo en cuenta los efectos de segundo orden,

en combinación con esta modelización del pretensado, proporcionaron en otros casos modelos cuya respuesta es aparentemente muy atractiva en términos de deformaciones, pero que conduce a estados tensionales espurios.

El segundo procedimiento era modelizar los cables con elementos tipo barra. Así, cada cable de pretensado era modelizado mediante elementos tipo barra (tres en la serie V1 y cuatro en la serie V3) de manera que reproducían el trazado poligonal del pretensado. De este modo, un único cable de trazado poligonal era modelizado en la serie V1 por una barra que unía el anclaje pasivo y el desviador adyacente, otra que unía los dos desviadores y otra que unía anclaje activo y desviador adyacente. El inconveniente de este modelo es que simula que existe un rozamiento infinito en la zona de desviadores que impide a los cables deslizar. Es cierto que existe un cierto rozamiento que impide al cable deslizar libremente, pero cuando las juntas abren, la descompensación entre fuerzas a un lado y otro del desviador, hacen que el cable deslice, repartiéndose los incrementos de deformación en toda la longitud del cable. Para evitar que el elemento que modeliza el tramo de cable que cruza la junta abierta sea demasiado rígido, se disminuye su módulo de elasticidad simulando el deslizamiento libre, de modo que la rigidez EA/L del elemento tipo barra que recoge todos los incrementos de deformación tras la apertura de junta, tenga la rigidez del cable entero. Este método proporciona buenos resultados, de modo que los incrementos de axil del elemento afectado por la apertura de junta aproximan bien los incrementos de pretensado medidos en desviadores, si bien tiene el inconveniente de que el incremento de tensión de los cables no se reparte en la totalidad de la longitud del mismo.

6.3.1.1. Modelización ensayos V1-35

Han sido numerosos los ensayos numéricos efectuados para reproducir los resultados obtenidos en los ensayos del laboratorio en los cuales el modelo se iba complicando progresivamente. Aunque en una primera instancia se modelizara la viga V1-35 dotándola de dos juntas conjugadas, que reproducían las juntas J1 y J2 de la figura 6.1, habida cuenta que tanto el laboratorio como los ensayos numéricos apuntaban a que en la junta J1 no se alcanzaba el estado límite de descompresión, se optó por simplificar el modelo que finalmente se usó en el análisis, al que se le dotó de dos dovelas en lugar de tres, y de una junta en lugar de dos (figura 6.2). Intentar realizar un análisis en el que existen tantas fuentes de no linealidad implica priorizar entre éstas si se quiere alcanzar la convergencia y

elegir aquéllas que son más significativas. La malla finalmente usada para llevar a cabo el análisis se reproduce en la figura 6.3.

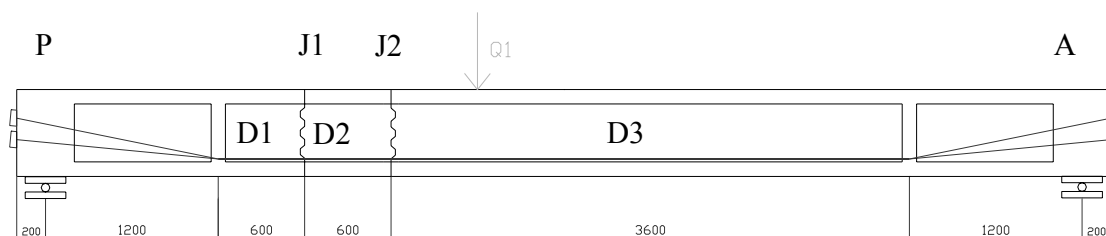


Figura 6.1. Configuración de la serie de ensayos V1.
Dimensiones en mm.



Figura 6.2. Modelización de los ensayos V1,
realizada con una única junta y dos dovelas.

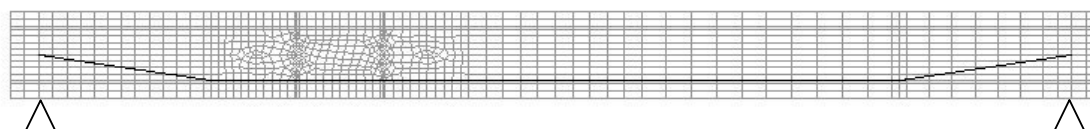


Figura 6.3. Mallado de la viga V1 incluyendo los elementos tipo cable (en negro).

Las juntas quedaban modelizadas con su geometría mediante elementos tipo interface a los que se les asignaba un comportamiento tipo rozamiento coulombiano, numéricamente definido con los parámetros recogidos en la tabla 6.2. El hormigón quedaba modelizado con un material elástico y lineal. Sólo a los elementos que conformaban el forjado superior se les asignó un material con un comportamiento plástico en compresión, de modo que la ley constitutiva que relacionaba tensiones y deformaciones ajustaba a aquella propugnada por la EHE [EHE (1998)] con una ley trilineal, como se refleja en la figura 6.4. Se realizó un análisis en teoría de segundo orden y al acero de pretensado se le confirió un módulo de elasticidad $E_p'=119000\text{MPa}$, con objeto de modelizar de una manera sencilla el

deslizamiento libre del cable en los desviadores. Este valor ficticio del módulo de elasticidad E_p' se deduce de la ecuación 6.8, en la que se relaciona la longitud del cable entre desviadores L_1 , la longitud total del cable medio equivalente L_T y el módulo de elasticidad del acero de pretensado E_p .

$$E_p' = \frac{L_1}{L_T} \cdot E_p = \frac{4,800m}{7,629m} \cdot 190000MPa = 119543MPa \quad \text{Ecuación 6. 8}$$

La apertura de junta produce incrementos de longitud ΔL sólo en el tramo central del cable entre desviadores. Con este valor del módulo de elasticidad E_p' se simula que el incremento de longitud ΔL se distribuye en toda la longitud del cable.

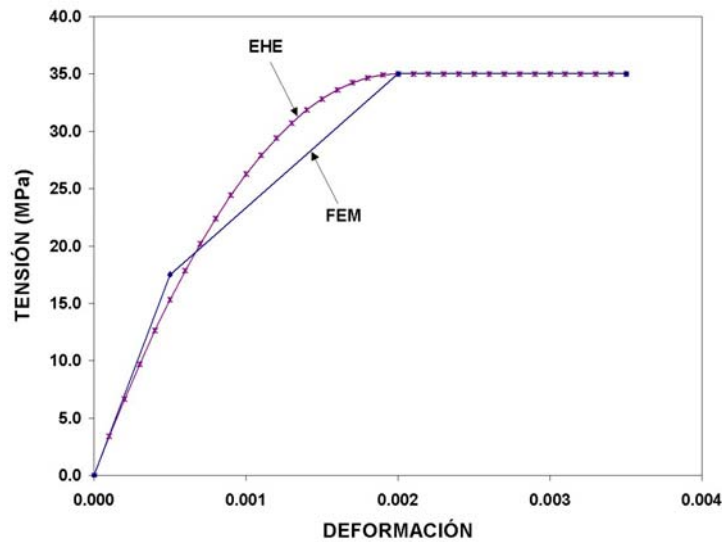


Figura 6.4. Ley constitutiva del comportamiento a compresión del hormigón del forjado superior adoptado en los análisis (FEM) y comparación con el propugnado por la EHE.

En el análisis de sensibilidad realizado se aprecia que el modelo es muy sensible a la cuantía de pretensado inicial y a los efectos de segundo orden, de resultas que la inclusión de la no linealidad geométrica aumenta las flechas del modelo del orden del 50% y que un decremento en el axil de pretensado inicial del 15% magnifica las flechas en un 50 %.

En la figura 6.5 se recoge una gráfica que ilustra la influencia que tiene en términos de deformaciones la consideración (V1-35-FEM-NLG) o no (V1-35-FEM) de la no linealidad geométrica. Antes de alcanzarse la descompresión de la junta, la influencia es totalmente despreciable. Una vez alcanzado el estado límite de descompresión, el hecho de plantear el

equilibrio en la posición deformada es tanto más relevante cuanto más aumentan la flecha y la apertura de junta.

La combinación de elementos tipo junta con material elástico y lineal en los forjados aproxima muy bien el resultado del laboratorio en término de deformaciones, a costa de generar unas tensiones de compresión muy elevadas en las inmediaciones de la junta, que no tienen ningún sentido físico. La inclusión del material plástico en compresión apenas influye en término de deformaciones pero dulcifica notablemente el campo de tensiones en las inmediaciones de la junta. Los valores de la rigidez axial y tangencial k_n y k_t de los elementos tipo junta, que eran fundamentales para modelar el comportamiento tenso-deformacional en los paneles, no influyen sin embargo en la deformación de la viga, gobernada fundamentalmente por la apertura de junta, y no por el apoyo entre llaves. Cuando se introduce la plasticidad en el hormigón del forjado, la influencia de k_n y k_t es nula. La fisuración por tracción del forjado inferior tampoco afecta a la modelización de estos ensayos. Aunque se alcanza la resistencia a tracción en parte del forjado inferior, esta zona es muy limitada y la modelización de la fisuración no afecta al comportamiento global de la estructura.

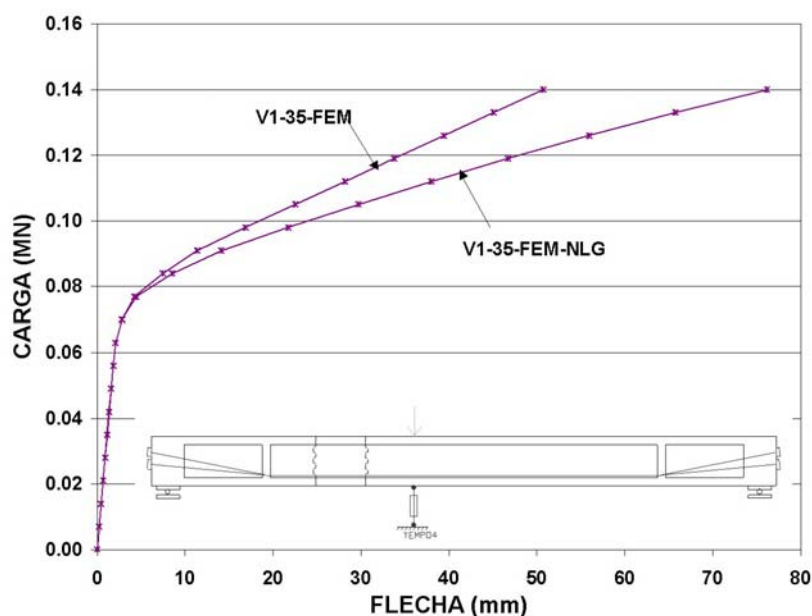


Figura 6.5. Influencia de la consideración de los efectos de segundo orden en el análisis de las vigas. Resultados numéricos.

Antes de comenzar a comentar los resultados obtenidos con los análisis es necesario hacer una última reflexión. Es evidente que la sustitución de las armaduras por la inclusión de fibras metálicas en el hormigón modifica el comportamiento de la estructura en cuanto se inicia la fisuración, pero no antes de que ésta comience. En las primeras etapas de carga, el comportamiento de la estructura debe estar regido por las características mecánicas de la sección de hormigón y por el axil de pretensado, que determina la carga de descompresión. Los ensayos mostraban una realidad completamente distinta. A pesar de que el pretensado inicial medido en los ensayos V1-PC-35 ($P_0=0,343$ MN) y V1-SFRC-35 ($P_0=0,349$ MN) sólo difería en menos del 2%, la carga Q_D que producía la descompresión de la junta en el ensayo V1-PC-35 ($Q_D=0,070$ MN) era un 17% menor que la carga Q_D que producía la descompresión de la junta en el ensayo V1-SFRC-35 ($Q_D=0,082$ MN). Como sólo se instrumentaban dos de los cuatro cables presentes en la viga y la diferencia entre las medidas registradas por las células de carga llegaban a un 11% en el ensayo V1-PC-35, es posible justificar la diferencia de comportamiento observada en las vigas V1-PC-35 y V1-SFRC-35, aduciendo que el axil de pretensado que inicialmente ensamblaba la viga V1-PC-35 no era el extrapolado de la medición de las células de carga, sino uno menor. Así, en los análisis efectuados para realizar la modelización de los ensayos V1-SFRC-35 se adoptó un axil de pretensado inicial $P_0=0,350$ MN y para modelizar el ensayo V1-PC-35, se optó por aplicar un axil inicial $P_0=0,290$ MN, (17 % menor que el valor del pretensado inicial P_0 en V1-SFRC-35).

En la figura 6.6 se presentan las curvas carga flecha obtenidas en el laboratorio para la viga V1-PC-35 y para la viga V1-SFRC-35 y se las compara con las obtenidas en los análisis numéricos, V1-35-FEM-A, con un pretensado inicial $P_0=0,350$ MN; y V1-35-FEM-B, con un pretensado inicial $P_0=0,290$ MN. En la figura 6.7 se presentan las curvas carga apertura de junta para los ensayos V1-35.

Hay que destacar, en primer lugar, cómo las curvas correspondientes al ensayo numérico V1-35-FEM-A se ajustan razonablemente a las generadas durante el ensayo V1-SFRC-35 y cómo las del ensayo V1-PC-35 se reproducen por la modelización numérica V1-35-FEM-B.

En cuanto a las deformaciones en la fase elástica, ya se apuntó en §4.3.6.1 la gran disparidad de rigideces observada en la deformación por flexión de las vigas. El

comportamiento del modelo antes de la descompresión, que sólo depende del módulo de deformación del hormigón y de las características mecánicas de la sección de hormigón, no puede captar esta variabilidad de comportamiento. Tanto V1-35-FEM-A como V1-35-FEM-B, presentan la misma rigidez antes de la descompresión, ya que ésta no depende de la cuantía de pretensado inicial.

Sin embargo, el pretensado inicial influye considerablemente en la carga de descompresión y en la evolución de flecha y apertura de junta, en el sentido de que a menor pretensado inicial, menor es la carga de descompresión y mayores son la flecha y la apertura de junta final. El modelo reproduce bien la flecha de la viga, hasta que, para una carga Q del orden de 0,11 MN, la aparición de la fisuración de la dovela, no considerada en el modelo, hace que las curvas numéricas y experimentales se separen. Esta desviación no es grande, ya que la fisuración afecta a una parte muy limitada de la dovela.

Hay que destacar, además, que los incrementos de pretensado medidos por las células de carga en el instante de alcanzarse la máxima carga para cada ensayo quedan también reproducidos en los ensayos numéricos. Así, cuando en el ensayo V1-PC-35, las células de carga registran un incremento de pretensado de 0,239 MN, los cables del ensayo numérico V1-35-FEM-B experimentan un incremento de axil de 0,256 MN. El incremento de axil de 0,101 MN medido por las células de carga en el ensayo V1-SFRC-35 en el instante de carga máxima queda reproducido por el análisis V1-35-FEM-A, cuyos cables incrementan su axil en 0,108 MN. Los valores de los incrementos de axil obtenidos en los ensayos numéricos son tan sólo un 7% superiores a los medidos en el laboratorio.

Se añaden dos gráficos más para ilustrar el buen comportamiento del modelo en la reproducción de los resultados experimentales. El primero de ellos (figura 6.8) muestra la relación carga flecha de cuatro secciones transversales de la viga V1-PC-35 cuyos desplazamientos fueron registrados con Temposonics y los compara con los obtenidos en el ensayo numérico V1-35-FEM-B (TEMPO-FEM). El segundo (figura 6.9), de alguna manera complementario al anterior, muestra, para tres estados de carga ($Q=0,084$ MN; $Q=0,105$ MN; $Q=0,119$ MN), la evolución de la deformada de la viga deducida de las medidas efectuadas en los Temposonics y los compara con los valores obtenidos en el ensayo numérico V1-35-FEM-B (Q1-FEM). El modelo capta bien las deformaciones

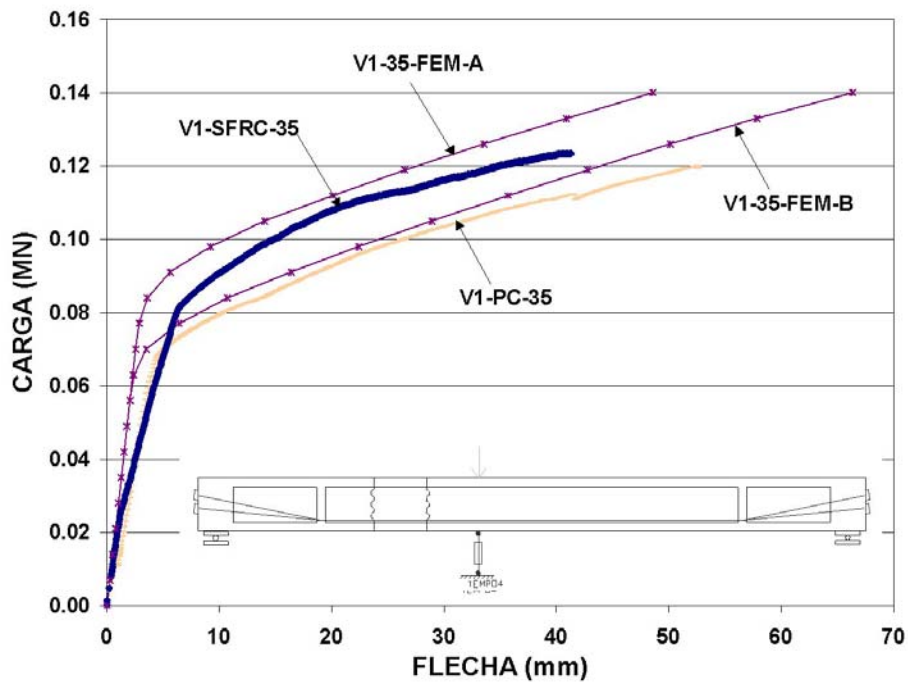


Figura 6.6. Curvas carga-flecha en V1-35. Ensayos (V1-PC-35 y V1-SFRC-35) y análisis numérico (V1-35-FEM-B y V1-35-FEM-A).

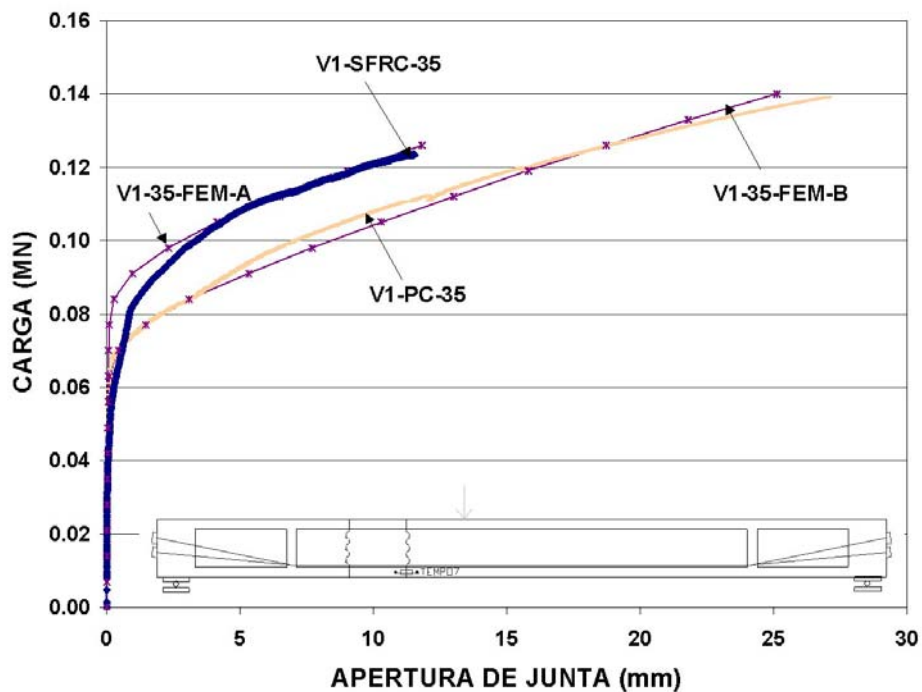


Figura 6.7. Curvas carga-apertura de junta en V1-35. Ensayos (V1-PC-35 y V1-SFRC-35) y análisis numérico (V1-35-FEM-B y V1-35-FEM-A).

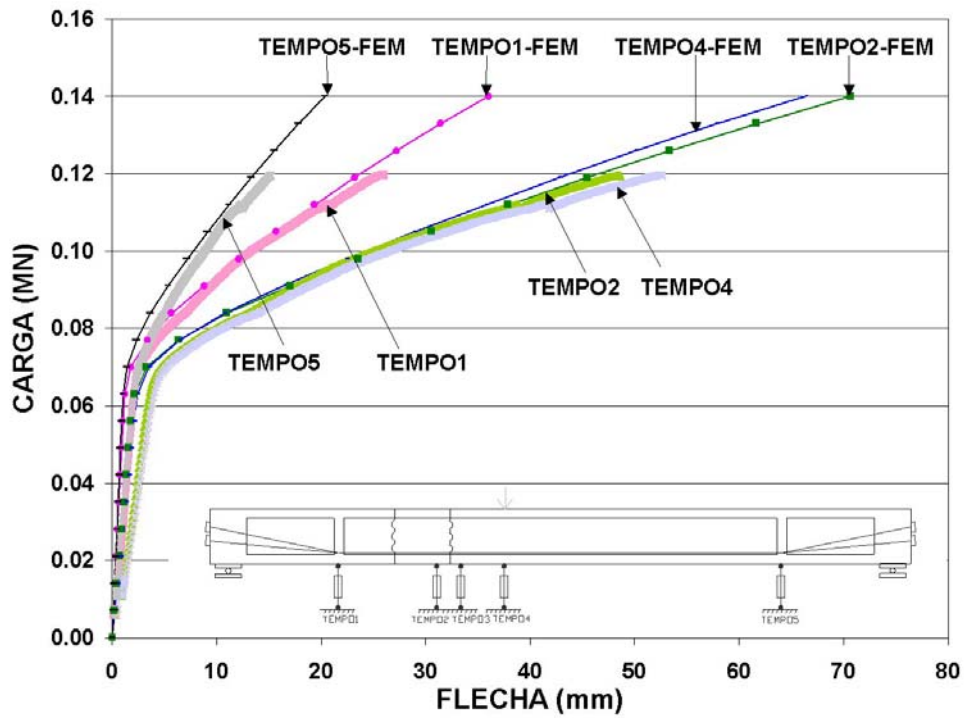


Figura 6.8. Curvas carga-flecha en V1-35. Ensayos y análisis (FEM)..

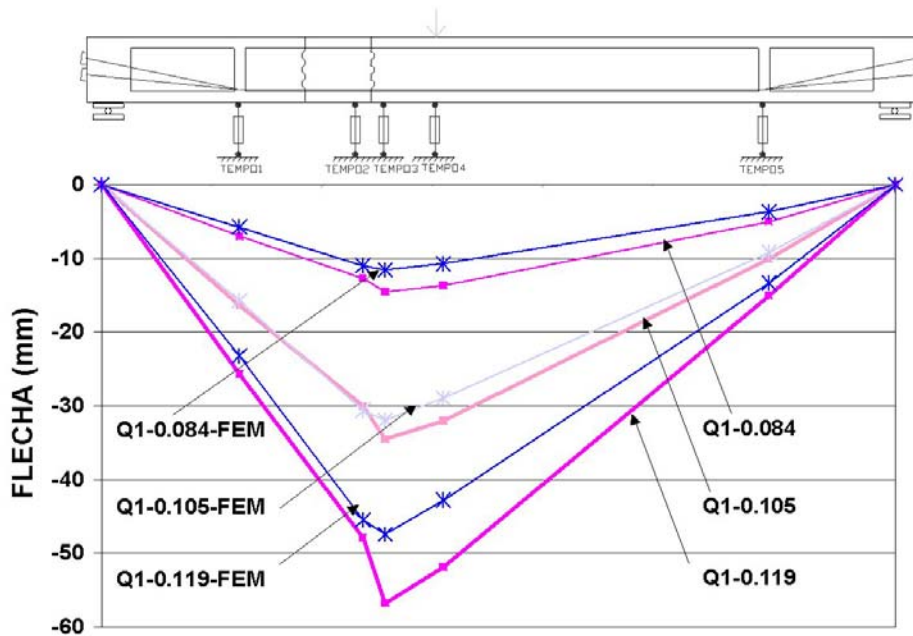


Figura 6.9. Configuración deformada de la viga V1-PC-35 para distintos niveles de carga (0,084MN; 0,105MN y 0,119MN). Ensayos y análisis (FEM).

generales de la viga, pero no reproduce con fidelidad las deformaciones en los puntos próximos a la zona de juntas, cuando la fisuración de la dovela es importante.

Una selección de los campos tensionales obtenidos en el análisis V1-35-FEM-B, en la hipótesis de carga máxima pueden consultarse en la figura 6.10. En ésta se incluye el campo vectorial de tensiones principales de compresión generado en la estructura cuyo valor absoluto es mayor que 2,5 MPa y menor que 35 MPa (figura 6.10a), otro gráfico análogo en el que se representan las tensiones de compresión con un valor absoluto superior a 4,5 MPa (figura 6.10b) y el detalle de la zona de la junta, tanto para tensiones de compresión mayores de 2,5 MPa (figura 6.10c) como para tensiones de tracción mayores de 2,5 MPa (figura 6.10d).

En el gráfico 6.10a se aprecia que el comportamiento resistente se asimila a dos arcos superpuestos: un arco que surge de un anclaje (A), atraviesa la junta abierta (C), pasa por el punto de carga (D) y muere en el otro anclaje (F); y otro arco que nace de un desviador (B'), atraviesa la junta abierta (C), pasa por el punto de carga (D), y muere en el segundo desviador (E'). Las reacciones horizontales, necesarias para la formación de los arcos en el modelo, las proporciona el pretensado inicial en el primer arco, y el incremento de pretensado en el segundo arco. Las reacciones verticales las proporcionan los apoyos en el primer arco, y las fuerzas de desviación del pretensado de los desviadores en el segundo.

La figura 6.10b pone de manifiesto cómo en la zona en la que los dos arcos se superponen se generan mayores tensiones principales de compresión. En este ejemplo, la contribución de los arcos en la transmisión de la carga es muy similar. El primer arco (entre anclajes) transmite el 51% de la carga, y el segundo (entre desviadores) el 49%. El cálculo de la contribución de cada arco en la transmisión de carga se ha realizado verificando cuál es la cantidad de cargas verticales que cada arco compensa, siendo medida ésta en función de las reacciones verticales de cada arco.

La figura 6.10c muestra como las tensiones principales de compresión se inclinan por efecto de las tensiones tangenciales en la zona de junta en la cabeza comprimida.

La figura 6.10d muestra un detalle del campo de tracciones, con unas direcciones perpendiculares a la fisuración observada en el ensayo. Sólo aparecen tensiones de tracción en las inmediaciones de la junta abierta y en la zona de anclajes, debido a la desviación de

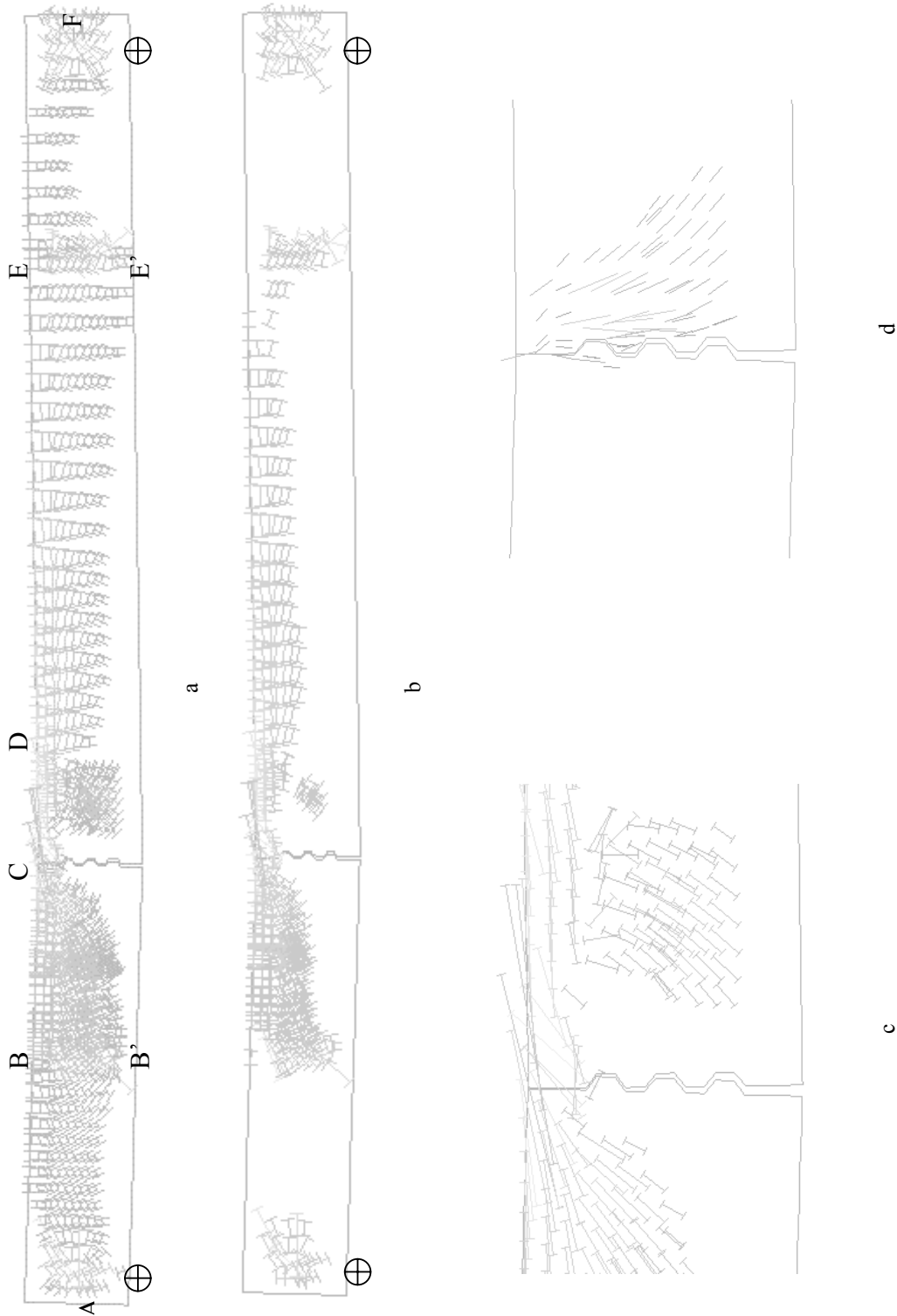


Figura 6.10. Campo de tensiones obtenido en el ensayo V1-35-FEM-B, bajo carga máxima. a) Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{MPa}$); b) Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{II}| > 4,5 \text{MPa}$); c) Detalle zona de junta. Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{MPa}$); d) Detalle zona de junta. Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{MPa}$).

isostáticas en la introducción del pretensado. La ausencia de tracciones en el cuerpo de la viga refuerza la idea de la presencia de un mecanismo resistente en forma de arco.

6.3.1.2. Modelización ensayos V1-70

De igual modo que se procedió a la modelización de los ensayos V1-35, se acometió el estudio numérico de V1-PC-70 y V1-SFRC-70. Es decir, se utilizó el mismo modelo bidimensional al que sólo se le variaba el pretensado inicial. Debido a que tanto la carga exterior que producía la descompresión en la junta crítica, como el pretensado inicial medido en las células de carga, eran sensiblemente iguales en los dos ensayos, el pretensado inicial P_0 introducido para realizar la simulación fue común para los dos ensayos y tenía un valor de 0,650 MN.

En las figuras 6.11 y 6.12 se puede comparar los resultados obtenidos en el laboratorio y en la simulación numérica. Es evidente que los resultados no son tan similares como en el caso V1-35. La fisuración de la dovela, que atraviesa todo el canto de la viga, modifica profundamente el comportamiento deformacional de la estructura. Este efecto queda del todo patente en la figura 6.13, que presenta las configuraciones deformadas de la estructura para distintos niveles de carga (0,140MN; 0,176MN y 0,199MN) obtenidas en el

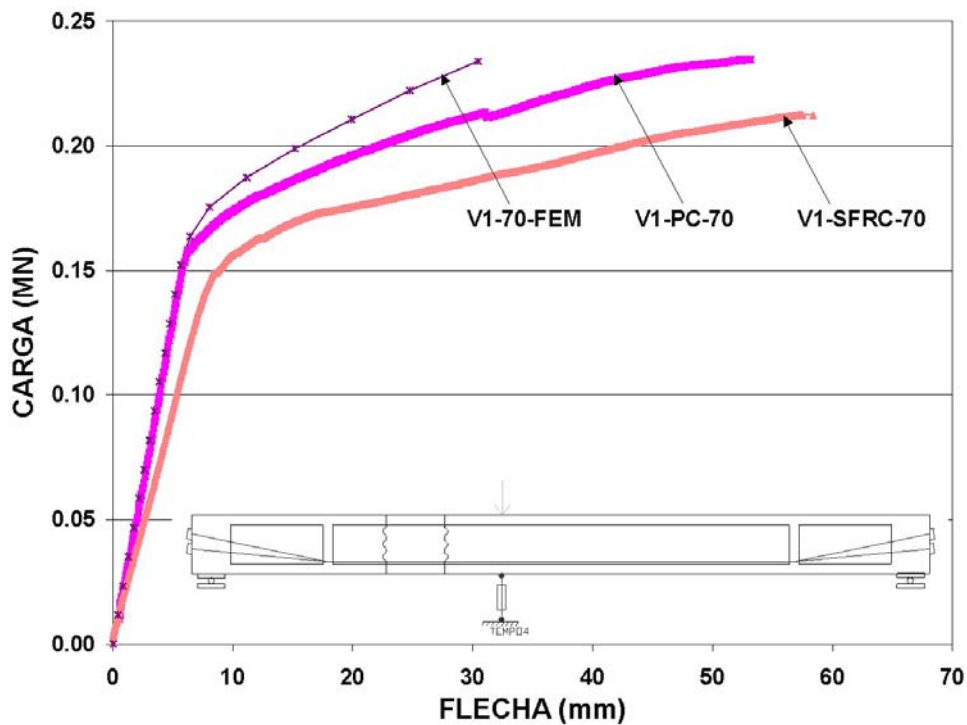


Figura 6.11. Curvas carga-flecha en V1-70. Ensayos y análisis (FEM).

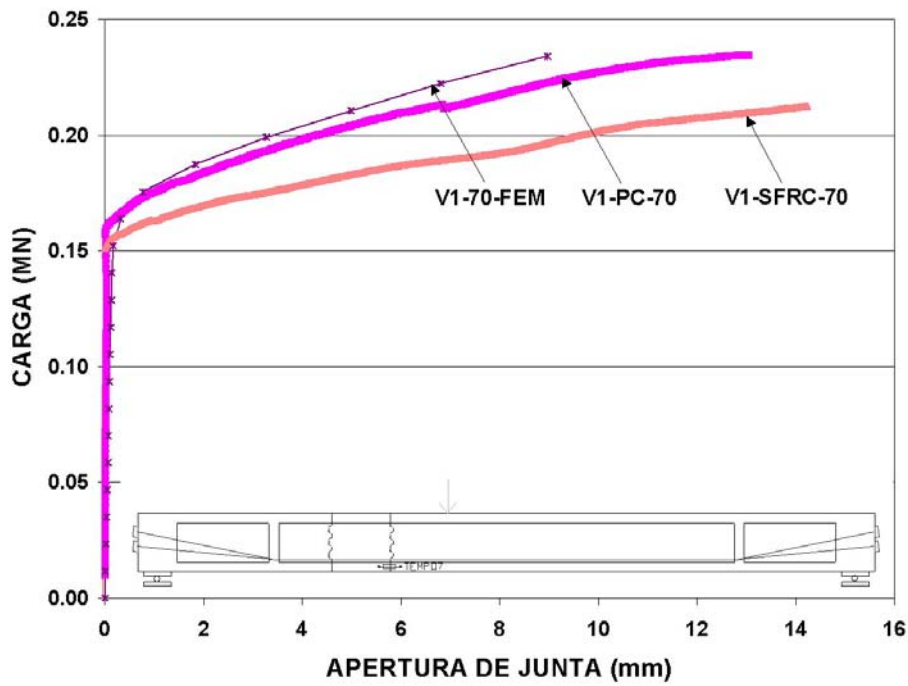


Figura 6.12. Curvas carga-apertura de junta en V1-70. Ensayos y análisis numéricos (FEM).

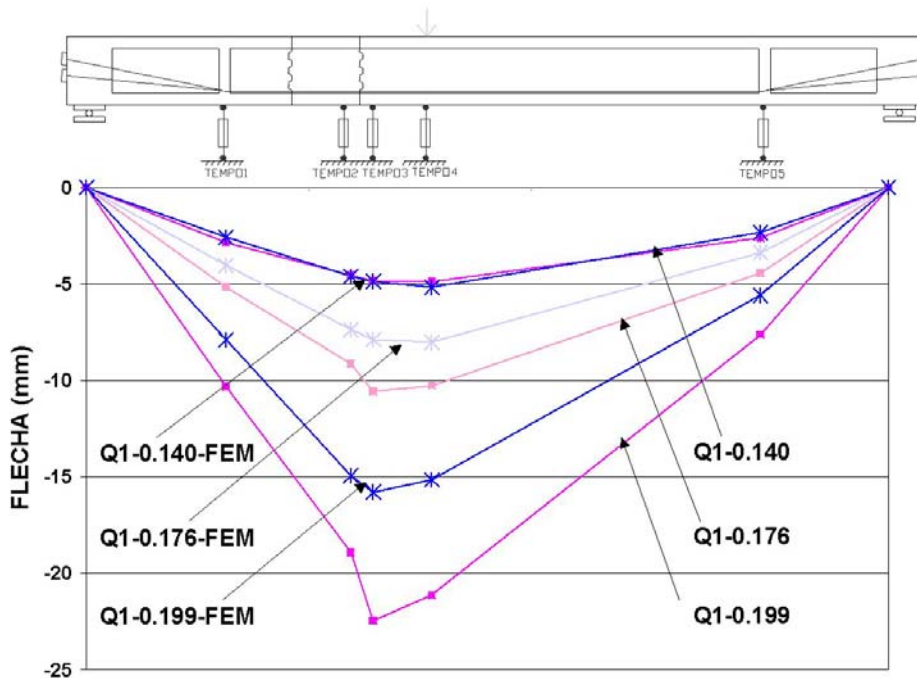


Figura 6.13. Configuración deformada de la viga V1-PC-70 para distintos niveles de carga (0,140MN; 0,176MN y 0,199MN). Ensayos y análisis (FEM).

laboratorio y con la modelización numérica (FEM). Aunque en la fase elástica el modelo capta perfectamente la deformación de la estructura, la apertura de junta y la fisuración diagonal de la dovela provocan un quiebro en la deformada que el modelo no es capaz de reproducir. Para modelizar adecuadamente el comportamiento de la viga, se hace necesario tratar adecuadamente la fisuración en el seno de la dovela. El modelo que introduce el efecto de la fisuración en la dovela queda reflejado en el apartado 6.3.2.

6.3.1.3. Modelización ensayos V3

La serie de ensayos V3 fueron modelizados de forma análoga a los anteriores, con dos dovelas, una junta y elementos tipo cable para simular el pretensado (figura 6.14). El mallado final, con 1191 nodos y 1107 elementos, queda representado en la figura 6.15.



Figura 6.14. Modelización de los ensayos V3, realizada con una única junta y dos dovelas.

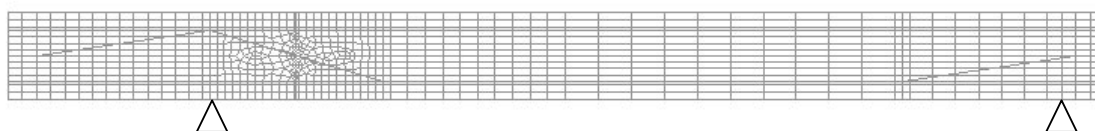


Figura 6.15. Mallado de la viga V1 incluyendo los elementos tipo cable.

Las juntas quedaban modelizadas con su geometría mediante elementos tipo interface a los que se les asignaba un comportamiento tipo rozamiento coulombiano, numéricamente definido con los parámetros recogidos en la tabla 6.2. El hormigón quedaba modelizado con un material elástico y lineal. Sólo a los elementos que conformaban el forjado superior e inferior se les asignó un material con un comportamiento plástico en compresión, de modo que la ley constitutiva que relacionaba tensiones y deformaciones ajustaba a aquella propugnada por la EHE [EHE (1998)] con la ley trilineal reflejada en la figura 6.4.

Aprovechando la circunstancia de que, por la especial configuración de este ensayo, los efectos de segundo orden eran despreciables (pérdida de excentricidad máxima del

pretensado en sección de junta de 6 mm), se llevaron a cabo los análisis sin considerar la no linealidad geométrica. La mayor estabilidad numérica que proporcionaba el ignorar los efectos de segundo orden se aprovechó acometiendo la modelización del pretensado de dos maneras distintas.

En el primer modelo, V3-FEM-A, el pretensado inicial $P_0=0,235\text{MN}$, se introdujo mediante fuerzas de desviación actuantes en anclajes y desviadores, y los cordones fueron modelizados mediante elementos tipo barra, con un módulo de elasticidad $E_p'=30902\text{MPa}$ para simular el deslizamiento del cable en los desviadores. Con la adopción de un módulo de elasticidad E_p' se pretende que el elemento cable de 1,247 m de longitud que atraviesa la junta abierta tenga una rigidez igual que la que tiene el cable completo, con una longitud de 7,667 m entre anclajes (ecuación 6.9).

$$E_p' = \frac{L_l}{L_T} \cdot E_p = \frac{1,247\text{m}}{7,667\text{m}} \cdot 190000\text{MPa} = 30902\text{MPa} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

La modelización del cable empleada en V3-FEM-A, ya utilizada en la simulación numérica de las vigas V1, capta muy bien la evolución de las fuerzas de pretensado y es muy estable numéricamente, pero tiene el inconveniente de que los incrementos de pretensado sólo afectan al segmento de cable que atraviesa la junta abierta. En el segundo modelo, V3-FEM-B, los elementos tipo cable fueron eliminados. Tanto el pretensado inicial como los incrementos de pretensado se introdujeron mediante fuerzas de desviación actuando en anclajes y desviadores. Los incrementos de pretensado evolucionaban en el ensayo numérico reproduciendo los incrementos de fuerza medidos en las células de carga. El principal objetivo de esta doble simulación es comparar la evolución deformacional y la distribución tensional en la estructura, cuando los incrementos de fuerza se limitan a un solo tramo de cable (V3-FEM-A) o se reparten efectivamente en toda la longitud del cable, afectando a toda la estructura (V3-FEM-B).

Una vez introducido el pretensado, se aplicaba una primera carga Q_1 de 0,198 MN con la que se inducía la apertura de junta. Tras ésta, se introducía una segunda carga Q_2 , a través de dos puntos de carga.

En la figura 6.16 se representan las curvas carga–desplazamiento obtenidas en los ensayos (V3-PC y V3-SFRC) y en la simulación numérica (V3-FEM-A y V3-FEM-B). En la figura 6.17 se recogen las curvas carga-axil de pretensado.

En primer lugar hay que recalcar que en la figura 6.17 el axil de pretensado del ensayo numérico V3-FEM-B coincide en todo momento con el axil medido en las células de carga V3-PC debido a que el pretensado se ha introducido en este ensayo numérico como una fuerza exterior actuando en anclajes y desviadores. La evolución del axil en el elemento tipo cable que atraviesa la junta en V3-FEM-A es muy similar a la evolución registrada en las células de carga.

La dispersión en la rigidez de las vigas antes de alcanzarse el estado límite de descompresión, hace que el modelo no ajuste bien el comportamiento de las vigas en la fase elástica. Sin embargo, ambos modelos reproducen correctamente el incremento de flecha que se produce tras la descompresión de la junta, siendo además las curvas carga-flecha obtenidas en la modelización muy similares entre sí.

No sólo los campos de deformaciones obtenidos con ambos modelos son muy similares, sino también los campos de tensiones. A modo de ejemplo, en la figura 6.18 quedan reflejados los campos vectoriales de tensiones principales de compresión (con valor mayor de 2,5 MPa) obtenidos en las simulaciones numéricas V3-FEM-A (figura 6.18a y 6.18c) y V3-FEM-B (figura 6.18c y 6.18d). La figura 6.18a, correspondiente al ensayo numérico V3-FEM-A, muestra el estado tensional correspondiente al fin de la aplicación de la carga Q_1 . La figura 6.18b, correspondiente al ensayo numérico V3-FEM-B, muestra el estado tensional correspondiente al fin de la aplicación de la carga Q_1 . La figura 6.18c, correspondiente al ensayo numérico V3-FEM-A, muestra el estado tensional correspondiente al fin de la aplicación de la carga Q_2 . La figura 6.18d, correspondiente al ensayo numérico V3-FEM-B, muestra el estado tensional correspondiente al fin de la aplicación de la carga Q_2 . Así, estas figuras son comparables dos a dos, figura 6.18a con 6.18b, y figura 6.18c con 6.18d. Para ambos estados de carga los campos de tensiones son prácticamente iguales.

En la figura 6.18a se aprecia nuevamente la superposición de dos arcos para resistir las cargas exteriores. Un arco que arranca de un apoyo (A), atraviesa la junta abierta (B), pasa por el punto de carga (C) y muere en el otro apoyo (D). El otro arco nace de un desviador (E), pasa por el punto de carga (C) y muere en el otro desviador (F). El desviador que se

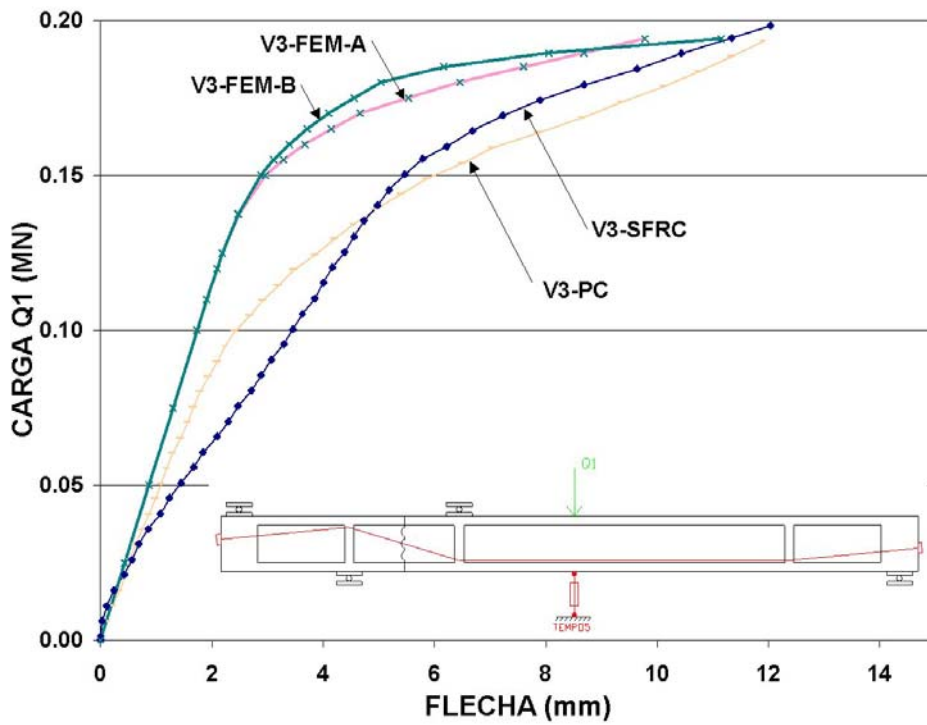


Figura 6.16. Curvas carga Q1-flecha en V3. Ensayos y análisis numéricos (FEM).

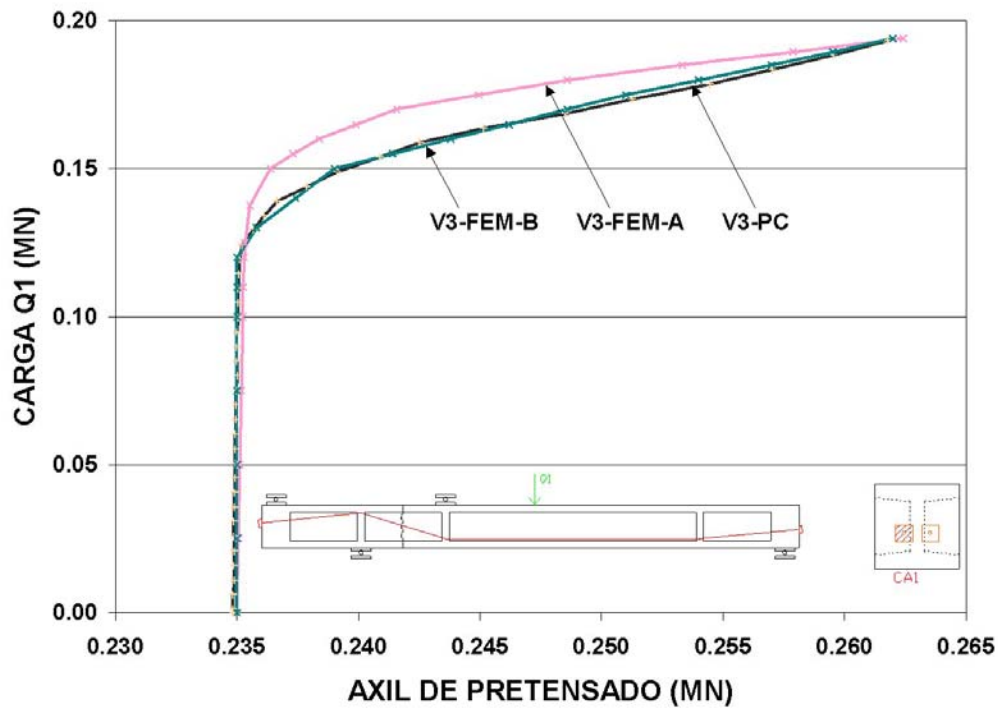


Figura 6.17. Curvas carga Q1-evolución del axil de pretensado. Ensayos y análisis numéricos (FEM).

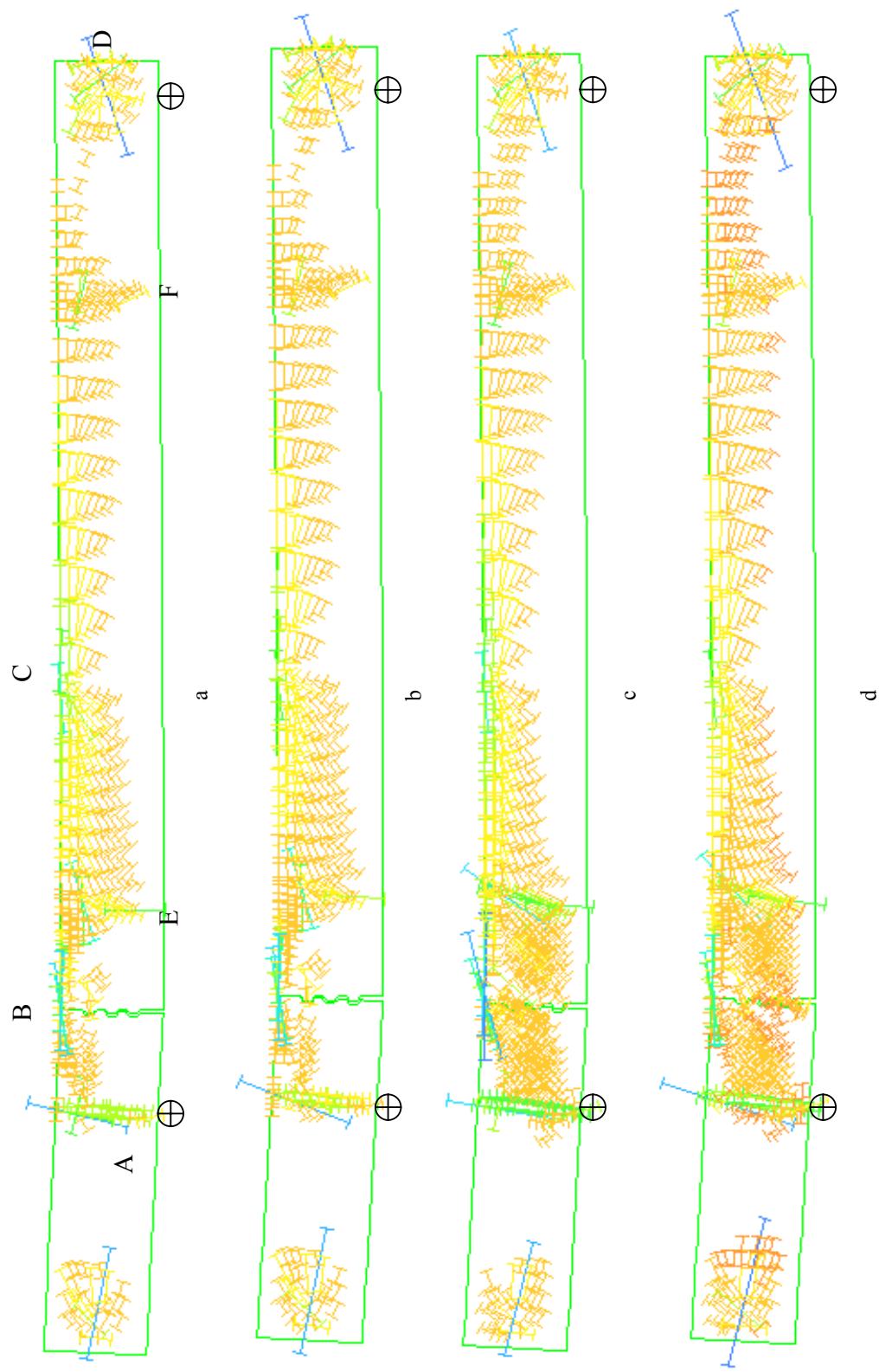


Figura 6.18. Campo de tensiones principales de compresión ($|\sigma_{11}| > 2,5 \text{ MPa}$) obtenido en la modelización del ensayo V3. a) Final carga Q_1 en V3-FEM-A; b) Final carga Q_1 en V3-FEM-B; c) Final carga Q_2 en V3-FEM-A; d) Final carga Q_2 en V3-FEM-B.

encuentra sobre el apoyo (A), se encuentra completamente comprimido, debido a la reacción vertical del apoyo y a la fuerza de desviación del pretensado actuante sobre el mismo.

6.3.2. Análisis numérico de las vigas modelizando la fisuración en el seno de la dovela.

Como ya se ha puesto de manifiesto en 6.3.1, se dispone de un modelo que reproduce los resultados del laboratorio siempre y cuando la fisuración presente en el seno de la dovela no altere sustancialmente la rigidez de la estructura. Los ensayos de la serie V1-70, en los que una gran fisura diagonal atravesaba la dovela y concentraba en su plano grandes rotaciones, no pueden modelizarse sin considerar el efecto de la fisuración.

Con objeto de tener presente el efecto de la fisuración, en un primer intento de modelización, se asignó al material que conformaba la dovela una ecuación constitutiva basada en la plasticidad (§5.2.2.1). Los malos resultados obtenidos debidos a la falta de convergencia numérica y el hecho de que todas las deformaciones se concentraran en una única gran fisura, hicieron desechar esta estrategia de modelización y abogar por el uso de modelos de fisuración discreta para reproducir los resultados de los ensayos.

Para ello se modificó el mallado utilizado para el análisis de las vigas V1, introduciendo elementos tipo junta que reproducían la geometría de la fisura observada en los ensayos V1-PC-70 y V1-SFRC-70. En la figura 6.19 puede verse el mallado del modelo utilizado para reproducir el ensayo V1-PC-70. En la figura 6.20a se reproduce el detalle del mallado usado para modelizar el ensayo V1-PC-70 conteniendo la junta seca y la fisura. En la figura 6.20b se reproduce el detalle del mallado usado para modelizar el ensayo V1-SFRC-70 conteniendo la junta seca y las potenciales fisuras.

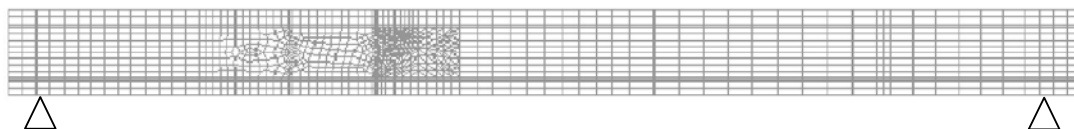


Figura 6.19. Modelo utilizado en la simulación del ensayo V1-PC-70, incluyendo la fisuración discreta.

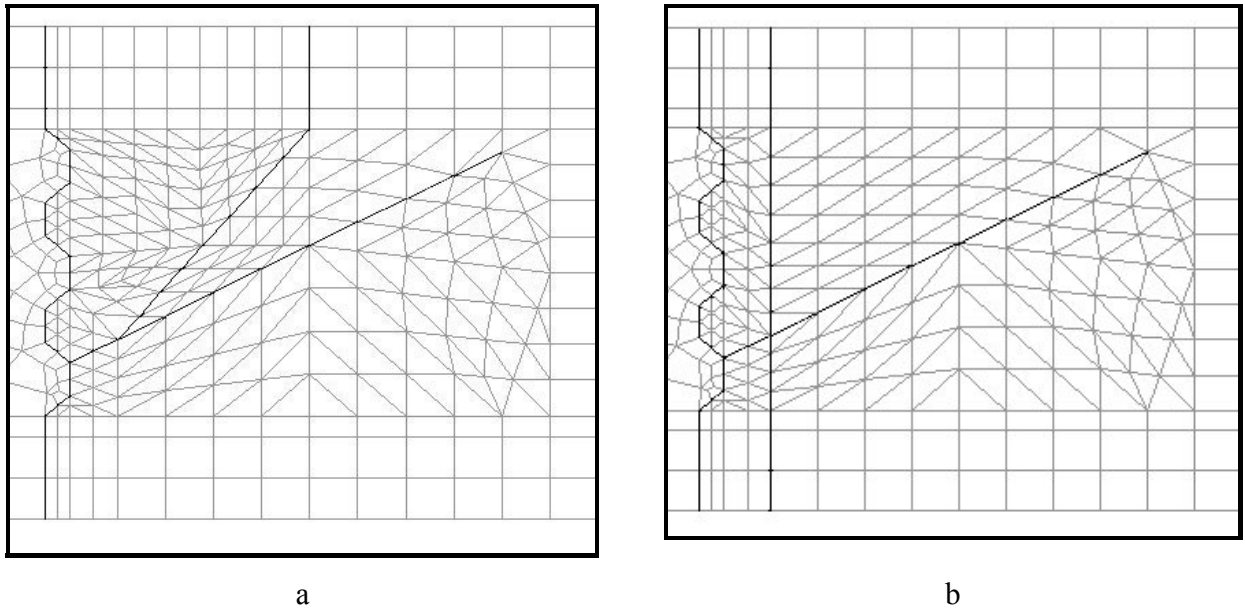


Figura 6.20. Detalle del modelo utilizado en la simulación del ensayo V1-PC-70 (a) y del ensayo V1-SFRC-70 (b). En negro junta seca y fisuración discreta.

Como puede apreciarse en la figura 6.20, para la elaboración de este modelo no sólo fue necesaria la introducción de nuevos elementos interface para la simulación de la fisura, sino, además, tuvieron que emplearse en esa zona elementos triangulares de tres nodos y seis grados de libertad, de modo que la complicada geometría de la dovela en la proximidad de la junta pudiera ser cubierta con una tupida red de elementos.

En el modelo finalmente usado, las juntas quedaban modelizadas, por tanto, con su geometría mediante elementos tipo interface a los que se les asignaba un comportamiento tipo rozamiento coulombiano, numéricamente definido con los parámetros recogidos en la tabla 6.2. El hormigón quedaba modelizado con un material elástico y lineal. Sólo a los elementos que conformaban el forjado superior se les asignó un material con un comportamiento plástico en compresión, de modo que la ley constitutiva que relacionaba tensiones y deformaciones ajustaba a aquella propugnada por la EHE [EHE (1998)] con una ley trilineal, como se refleja en la figura 6.4. Se realizó un análisis en teoría de segundo orden y al acero de pretensado se le confirió un módulo de elasticidad $E_p = 119000 \text{ MPa}$, con objeto de modelizar de una manera sencilla el deslizamiento libre del cable en los desviadores. El pretensado inicial, $P_0 = 0,650 \text{ MN}$, fue introducido a base de fuerzas de desviación actuando en anclajes y desviadores.

La naturaleza singular de las fisuras se modeliza por elementos tipo junta (interface elements). Como ya es sabido, estos elementos relacionan las tensiones actuantes en la interfase con los desplazamientos relativos de las dos caras del elemento, estando el comportamiento del elemento en las fases previas a la fisuración gobernado por los parámetros k_n y k_t mediante la ecuación 6.10

$$t = \begin{pmatrix} t_n \\ t_t \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{pmatrix} = K \cdot \Delta u \quad \text{Ecuación 6. 10}$$

Donde t es el vector de tensiones en coordenadas locales del elemento tipo junta lineal y Δu el vector que representa a los desplazamientos relativos entre las caras de la interfase. Para simular la geometría inicial continua, a k_n y k_t se les asignan valores grandes (penalty values)

Tras alcanzarse la resistencia a tracción, las relaciones entre el vector tensión y el vector desplazamientos relativos se consideran incrementalmente lineales, como muestra la ecuación 6.11

$$\dot{t} = \begin{pmatrix} \dot{t}_n \\ \dot{t}_t \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \dot{u}_n \\ \Delta \dot{u}_t \end{pmatrix} = D \cdot \Delta \dot{u} \quad \text{Ecuación 6. 11}$$

La ecuación constitutiva para simular la fisuración discreta está basada en la teoría de deformaciones totales (total deformation theory), que relaciona el vector de tensiones con los desplazamientos relativos totales, esto es, la apertura de fisura Δu_n y el deslizamiento relativo en el plano de la fisura Δu_t . La relación entre tensión normal y apertura de fisura y entre tensiones tangenciales y deslizamiento, tienen la expresión general dada por la ecuación 6.12

$$\begin{aligned} t_n &= f_n(\Delta u_n) \\ t_t &= f_t(\Delta u_t) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6. 12}$$

Tanto en estado elástico, como tras la fisuración, el comportamiento normal y tangencial de la junta se encuentran desacoplados. Diferenciando la ecuación 6.12 se obtienen los coeficientes de la matriz de rigidez tangente

$$D_{11} = \frac{\partial f_n}{\partial \Delta u_n} \quad \text{Ecuación 6. 13}$$

$$D_{12} = 0$$

$$D_{21} = 0$$

$$D_{11} = \frac{\partial f_t}{\partial \Delta u_t}$$

En los análisis realizados para simular los ensayos V1-70 se han elegido unas funciones f_n y f_t comunes para hormigón convencional y hormigón con fibras. La gran apertura de fisura apreciada en ambos ensayos hacen prácticamente irrelevante el comportamiento post-pico del material. La tensión normal queda gobernada por una función de reblandecimiento (tension softening) lineal, de modo que la pérdida de resistencia una vez que se ha alcanzado la resistencia a tracción queda representada en la figura 6.21 y definida matemáticamente por la ecuación 6.14

$$\frac{f_n(\Delta u_n)}{f_{ct}} = \begin{cases} 1 - \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{n,ult}} \Leftrightarrow 0 < \Delta u_n < \Delta u_{n,ult} \\ 0 \Leftrightarrow \Delta u_{n,ult} < \Delta u_n < \infty \end{cases} \quad \text{Ecuación 6. 14}$$

con la deformación última de la fisura $\Delta u_{n,ult}$

$$\Delta u_{n,ult} = 2 \cdot \frac{G_f^I}{f_{ct}} \quad \text{Ecuación 6. 15}$$

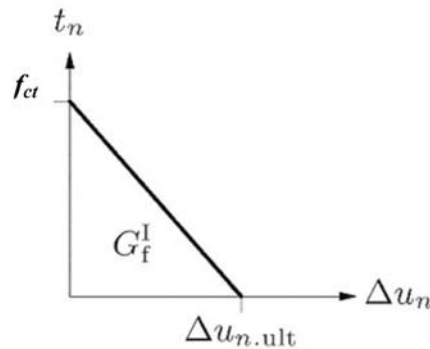


Figura 6.21. Modelo de tension softening lineal utilizado en la modelización de la fisura discreta

Las tensiones tangenciales existentes en la en la fisura quedan reducidas tras la fisuración, según la ecuación 6.16. Del mismo modo queda reducida la rigidez a cortante del elemento.

$$f_t = \begin{cases} k_t \cdot \Delta u_t \Leftrightarrow \Delta u_n < \frac{f_{ct}}{k_n} \\ \beta \cdot k_t \cdot \Delta u_t \Leftrightarrow \Delta u_n \geq \frac{f_{ct}}{k_n} \end{cases} \quad \text{Ecuación 6. 16}$$

donde

$$0 \leq \beta \leq 1 \quad \text{Ecuación 6. 17}$$

En este estudio, los términos de la matriz de rigidez elástica k_n y k_t (ecuación 6.10) se han elegido lo suficientemente grandes para modelizar la geometría continua antes del deslizamiento, pero lo suficientemente pequeños como para evitar problemas numéricos durante el análisis. Los valores adoptados, mostrados en la tabla 6.3, aseguran que, para una tensión normal de 10 MPa, la penetración entre caras de fisura no supere 0,001 mm y que para una tensión tangencial de 10 MPa, el desplazamiento relativo entre caras de fisura no supere 0,001 mm. El valor de la resistencia a tracción f_{ctm} se deduce de la resistencia media a compresión del hormigón ($f_{cm}=34\text{MPa}$) según la EHE [EHE (1998)]. El valor de la energía de fractura G_f se ha obtenido siguiendo las indicaciones del Código Modelo [MC (1990)] a partir de la resistencia media a compresión del hormigón ($f_{cm}=34\text{MPa}$) y del tamaño máximo del árido ($d_{max}=25\text{mm}$). La rigidez de la fisura ante el esfuerzo cortante queda reducida a cero tras la fisuración ($\beta=0$). Las grandes aperturas de fisura observadas en la experimentación permiten suponer que las tensiones tangenciales producidas por el desplazamiento relativo entre caras de fisura son nulas.

k_n	10^7 MN/m^3
k_t	10^7 MN/m^3
f_{ctm}	2,6 MPa
G_f	$0,105 \text{ Nmm/mm}^2$
β	0,0

Tabla 6.3. Valores empleados para modelizar el comportamiento de la fisuración discreta

En el modelo que reproducía el comportamiento del ensayo V1-PC-70 fue necesario, además, incluir elementos que reprodujeran el armado presente en la dovela. Para ello se recurrió a elementos lineales de dos nodos, con cuatro grados de libertad que unían nodos de la malla a uno y otro lado de cada potencial fisura que pudiera formarse en la dovela (figura 6.20b). Estos elementos eran dispuestos horizontal y verticalmente cosiendo las

fisuras en la posición en la que se encontraban las armaduras longitudinales y los cercos transversales en la dovela real. A cada uno de estos elementos se les asignó el área de la armadura que representaban y se les confirió un comportamiento elástico-perfectamente plástico, con una tensión de plastificación de 500MPa.

Los resultados obtenidos en las vigas V1-PC-70 y V1-SFRC-70, quedan contrastados en las figuras 6.22 y 6.23 con los obtenidos en los ensayos numéricos V1-PC-70-FEM y V1-SFRC-70-FEM. La figura 6.22 muestra las curvas carga-flecha y la figura 6.23 las curvas carga-apertura de junta.

Destacar, en primer lugar, que un modelo en el que se consideran tantas fuentes de no linealidad es numéricamente muy inestable. El modelo V1-PC-70-FEM no pudo llegar a reproducir el comportamiento del ensayo V1-PC-70 hasta rotura, ya que, para un nivel de carga Q_1 del orden del 80% de la carga última, el programa de cálculo divergía o era incapaz de invertir la matriz de rigidez. A pesar de que se varió repetidas veces el número de incrementos de carga y el tamaño de los mismos para alcanzar la carga última, no se pudo soslayar el problema. El análisis se interrumpía poco después de alcanzarse la fisuración en la dovela, a pesar de que el hormigón del forjado superior tenía una tensión principal de compresión de 23,9 MPa y de que la tensión del estribo próximo a la junta era de tan sólo 317MPa.

En el ensayo V1-SFRC-70-FEM se alcanzó finalmente la carga última registrada en el ensayo a base de variaciones sucesivas en el tamaño de los incrementos de carga. El tamaño de los incrementos de carga era elegido arbitrariamente para soslayar la divergencia, ya que la disminución del valor de estos incrementos no implicaba necesariamente alcanzar la convergencia.

En la figura 6.22 se aprecia como el análisis V1-PC-70-FEM reproduce fielmente las deformaciones obtenidas en el laboratorio antes de la apertura de la junta y como sigue la tendencia de la curva V1-PC-70 tras la descompresión. El análisis V1-SFRC-70-FEM no reproduce la rigidez de la viga antes de la apertura de junta, pero aproxima satisfactoriamente el comportamiento del ensayo tras la descompresión. Estas mismas conclusiones se extraen examinando la figura 6.23 que nos muestra la evolución de la apertura de junta en función del nivel de carga.

Aun cuando el ensayo numérico V1-PC-70-FEM no alcance la carga última, la figura 6.22 corrobora la diferencia de rigidez con la que responde la estructura según los distintos esquemas de fisuración que se generen en el seno de la dovela. En la viga de SFRC la formación de una fisura que une la junta con el punto de carga produce una drástica reducción de la rigidez de la estructura. Cuando la posibilidad de formación de esta fisura está impedida por la existencia de armadura longitudinal y transversal que la atraviesa, se forma otra fisura más vertical que mitiga esta reducción de rigidez.

La figura 6.24 presenta las configuraciones deformadas de la estructura para distintos niveles de carga (0,165MN; 0,185MN y 0,198MN) obtenidas en el laboratorio y con la modelización numérica (FEM). El quiebro de la deformada que se produce en las inmediaciones de la junta y que el modelo presentado en 6.3.1.2 era incapaz de reproducir (figura 6.13), es ahora modelizado satisfactoriamente.

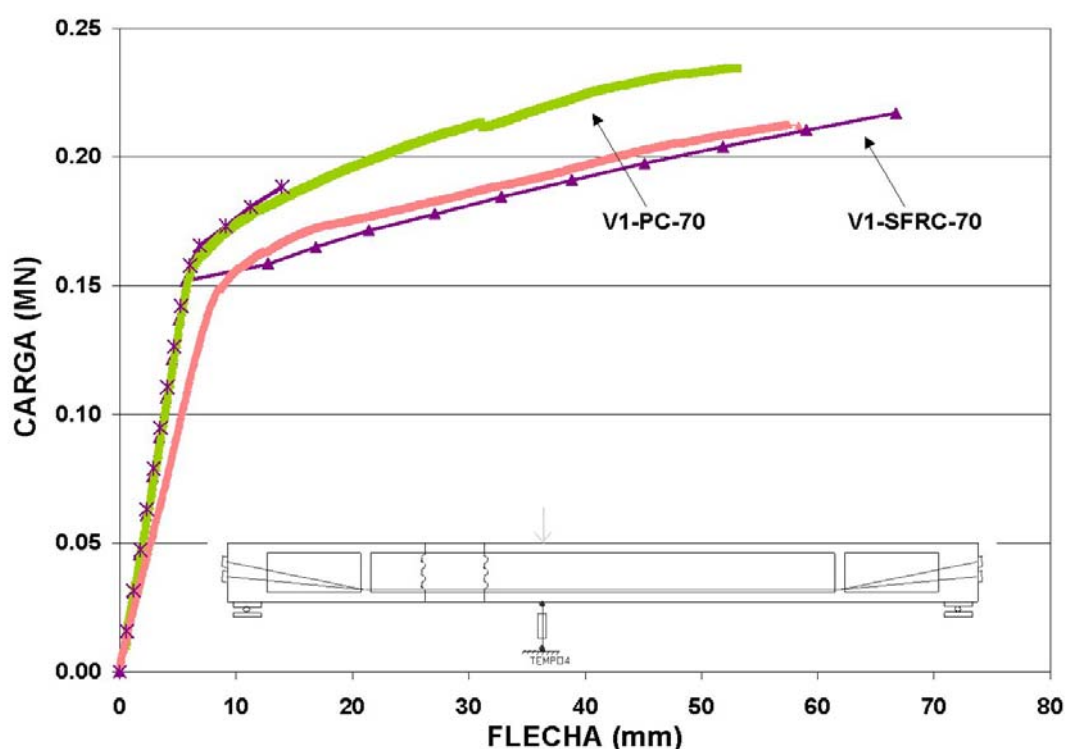


Figura 6.22. Curvas carga-flecha en V1-70. Ensayos (V1-PC-70 Y V1-SFRC-70) y análisis numérico (V1-PC-70-FEM Y V1-SFRC-70-FEM).

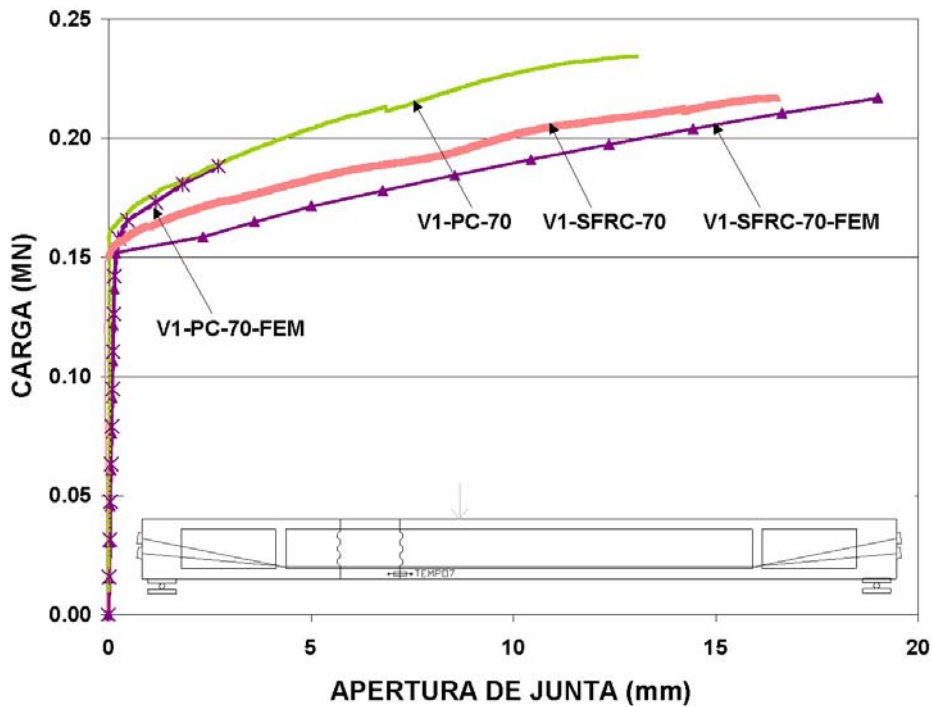


Figura 6.23. Curvas carga-apertura de junta em V1-70. Ensayos (V1-PC-70 Y V1-SFRC-70) y análisis numérico (V1-PC-70-FEM Y V1-SFRC-70-FEM).

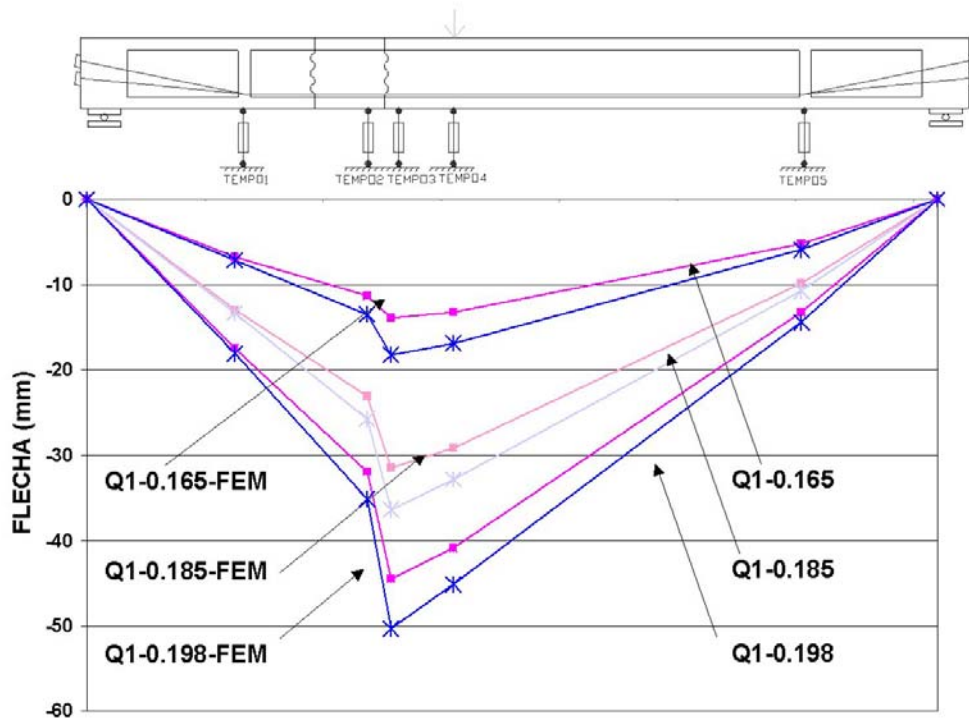


Figura 6.24. Configuración deformada de la viga V1-SFRC-70 para distintos niveles de carga (0,165MN; 0,185MN y 0,198MN). Ensayos y análisis (FEM).

La figura 6.25 nos muestra un detalle de la geometría deformada obtenida bajo carga máxima en los ensayos V1-PC-70 (a) y V1-SFRC-70 (b). Allí se ve claramente como la apertura de junta progresa por el seno de la dovela, permaneciendo en contacto las llaves que se encuentran por encima del punto de iniciación de la fisura.

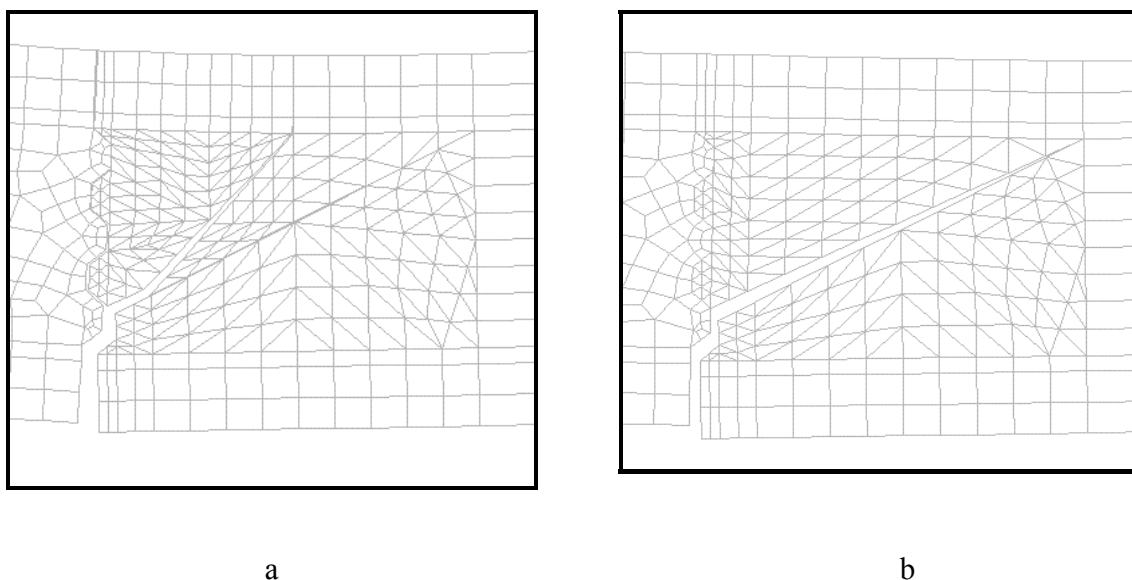


Figura 6.25. Detalle de la geometría deformada bajo carga máxima del ensayo V1-PC-70-FEM (a) y del ensayo V1-SFRC-70-FEM (b).

En la figura 6.26 se presentan los campos de tensiones principales obtenidos en el análisis V1-SFRC-70-FEM. La figura 6.26a, muestra el campo vectorial de tensiones principales de compresión mayores de 2,5 MPa. Allí se ve como la práctica totalidad de la viga se encuentra comprimida, salvo en las inmediaciones de la carga, en la que las isostáticas se concentran en la cabeza de compresión, adquiriendo la forma de un arco. Es notoria la inclinación de las direcciones principales de compresión en la zona comprimida de las almas. Esto muestra cómo en esa zona son las almas las encargadas de la transmisión de las tensiones tangenciales. Por otro lado, una vez abierta la fisura, las tensiones de tracción mostradas en la figura 6.10d son liberadas. Este extremo se observa en la figura 6.26b, que muestra las tensiones principales de tracción mayores de 2,5MPa. Fuera de los campos de tracción generados para la regularización de las fuerzas de introducción del pretensado en anclajes y desviadores, las tensiones de tracción están prácticamente ausentes.

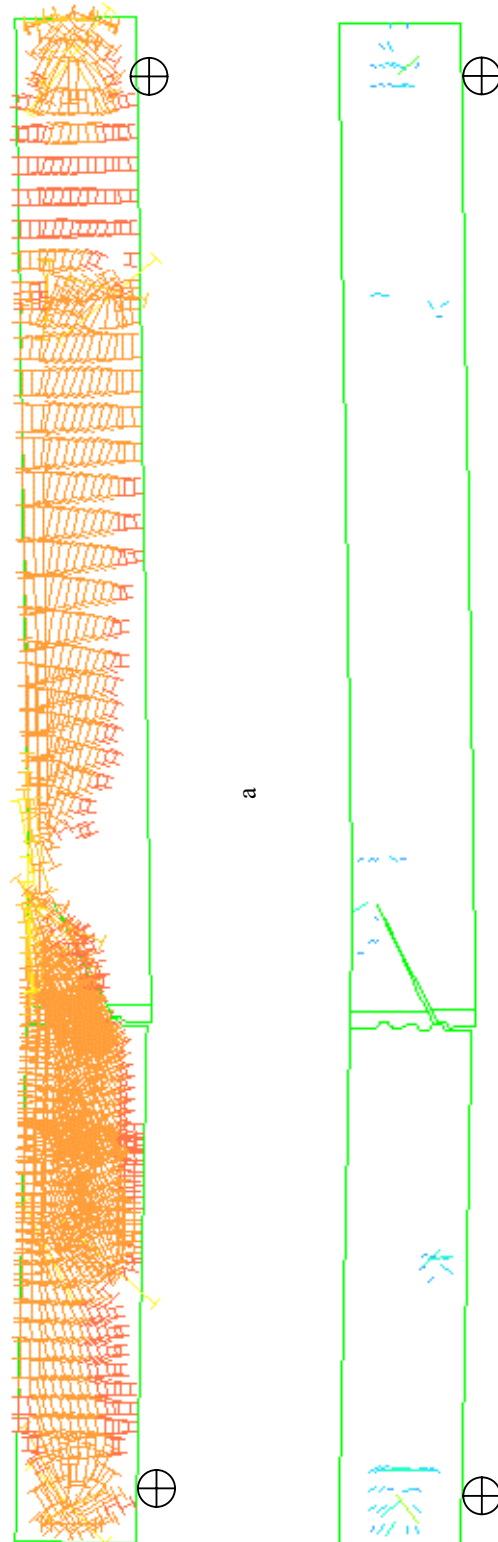


Figura 6.26. Campos de tensiones principales de compresión; $|\sigma_{ij}| \geq 2,5\text{MPa}$ (a) y de tracción; $|\sigma_{ij}| \geq 2,5\text{MPa}$ (b) obtenidos en el ensayo V1-SFRC-70-FEM-B, bajo carga máxima.

6.3.4. Análisis numérico de las vigas usando un modelo de junta plana.

Como ya se ha dicho anteriormente, el principal problema de modelizar las llaves con su geometría radica en que la malla de elementos finitos exige un alto grado de refinamiento en las inmediaciones de la junta para poder adaptarse la geometría de la misma. En las vigas modelizadas, que tienen un canto reducido, dos juntas secas y tan sólo tres llaves por junta; el coste numérico de reproducir la geometría exacta de la viga no es muy alta. En un puente real, con dovelas de dos o tres metros de canto, con luces de cuarenta o cincuenta metros, con juntas cada tres o cuatro metros y con treinta o cuarenta llaves por junta, la potencia numérica necesaria es considerable.

Para evitar este problema y proponer un modelo de cálculo que sea aplicable en la práctica, se han realizado unos ensayos numéricos en los que a la viga se le ha dotado de una junta plana con una ecuación constitutiva derivada de la formulación propuesta por la AASTHO. En la figura 6.27 se muestra la malla usada en este análisis, con un total de 1327 elementos y 1422 nodos.

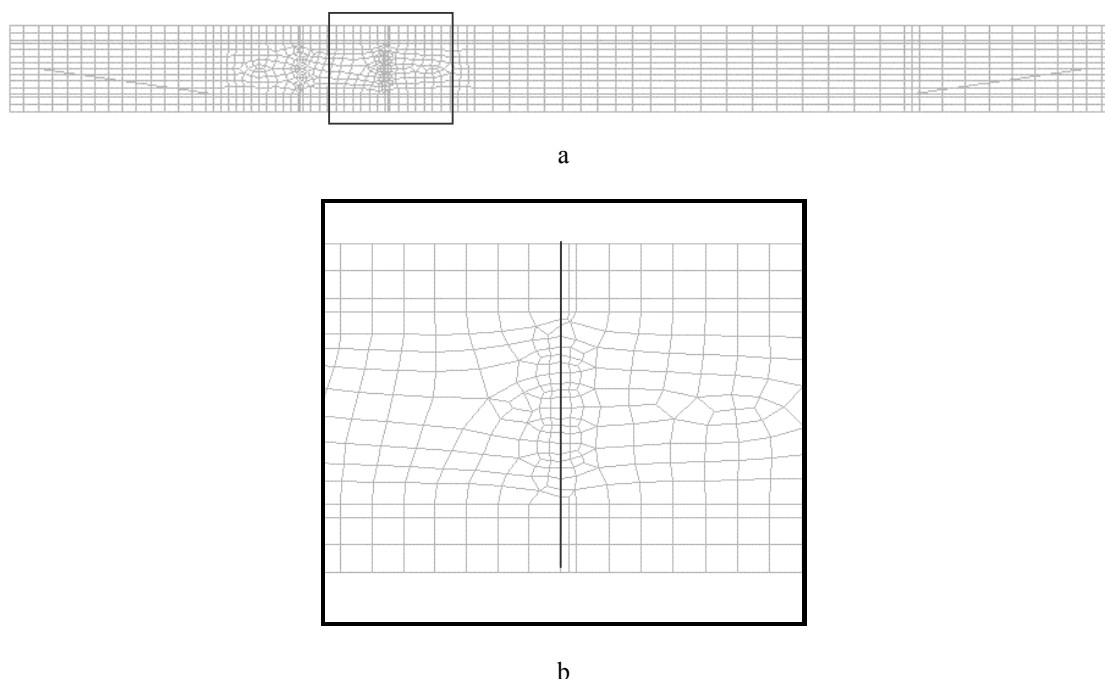


Figura 6.27. Malla de elementos finitos empleada en el análisis V1-FEM-P (a) y detalle de junta plana en negro(b).

La junta quedaba modelizada mediante elementos tipo interface a los que se les aplicaba un modelo de comportamiento en función de cual fuera la geometría que

modelizaban. A los elementos junta presentes en el forjado superior e inferior se les asignaba un comportamiento tipo rozamiento coulombiano, numéricamente definido con los parámetros recogidos en la tabla 6.4. A los elementos junta que simulaban el contacto de las dovelas en la zona del alma, se les asignaba un comportamiento de rozamiento coulombiano con cohesión, numéricamente definido con los parámetros recogidos en la tabla 6.5. La formulación de la AASHTO diferencia entre la resistencia del área de las llaves A_k y la resistencia del área lisa entre llaves A_{sm} . Para que el modelo sea simple y práctico interesa homogeneizar estas fórmulas y asignar un comportamiento medio para toda el área del alma. El valor de la cohesión c' y del coeficiente de rozamiento μ_2' que definen el comportamiento medio del alma se deducen de las ecuaciones 6.18 y 6.19.

$$c' = \frac{c \cdot A_k}{A_k + A_{sm}} \quad \text{Ecuación 6. 18}$$

$$\mu_2' = \frac{\mu_2 \cdot A_k + \mu_1 \cdot A_{sm}}{A_k + A_{sm}} \quad \text{Ecuación 6. 19}$$

k_n	50000 MN/m ³
k_t	50000 MN/m ³
$\tan\phi$	0,60
c	0,0
$\tan\phi$	0,0

Tabla 6.4. Valores empleados para modelizar el comportamiento de la junta del forjado en V1-FEM-P

k_n	50000 MN/m ³
k_t	50000 MN/m ³
$\tan\phi$	1,07
c	4,54
$\tan\phi$	0,0

Tabla 6.5. Valores empleados para modelizar el comportamiento de la junta del alma en V1-FEM-P

La ecuación constitutiva rige el comportamiento de los elementos junta del alma siempre y cuando estos se encuentren comprimidos. En caso contrario, los movimientos de los nodos del elemento junta ya no quedan directamente vinculados. En la práctica, esto

supone despreciar la contribución de las llaves en contacto por debajo de la fibra neutra, lo cual está en línea con las recomendaciones vigentes.

El hormigón quedaba modelizado con un material elástico y lineal. Sólo a los elementos que conformaban el forjado superior se les asignó un material con un comportamiento plástico en compresión, de modo que la ley constitutiva que relacionaba tensiones y deformaciones ajustaba a aquella propugnada por la EHE [EHE (1998)] con una ley trilineal, como se refleja en la figura 6.4. Se realizó un análisis en teoría de segundo orden y al acero de pretensado se le confirió un módulo de elasticidad $E_p = 119000 \text{ MPa}$, con objeto de modelizar de una manera sencilla el deslizamiento libre del cable en los desviadores.

A modo de ejemplo, aquí se presentan los resultados obtenidos con dos modelos, V1-35-FEM-B-P y V1-70-FEM-P, que intentan emular el comportamiento reproducido con los modelos V1-35-FEM-B (§6.3.1.1) y V1-70-FEM (§6.3.1.2). Para ello, al modelo de junta plana descrito en los párrafos anteriores, se le introducía un pretensado inicial $P_0 = 0,290 \text{ MN}$ en V1-35-FEM-B-P y un pretensado inicial $P_0 = 0,650 \text{ MN}$ en V1-70-FEM-P. Este pretensado inicial se introducía en forma de fuerzas de desviación actuando en anclajes y desviadores.

En las figuras 6.28 y 6.29 se muestran dos a dos las curvas carga flecha obtenidas con los distintos modelos en los que la junta entre dovelas se modeliza con su geometría (V1-35-FEM-B y V1-70-FEM) o con una junta plana (V1-35-FEM-B-P y V1-70-FEM-P). El análisis de estas figuras nos permite apreciar el buen comportamiento de las juntas planas. Sólo en la fase de apertura de junta se perciben pequeñas diferencias de comportamiento, que no empañan los buenos resultados obtenidos. La posibilidad de modelizar la geometría de las llaves con modelos de junta plana nos permitirá simplificar notablemente los modelos empleados para el estudio de puentes reales, que se presentarán en el capítulo siguiente.

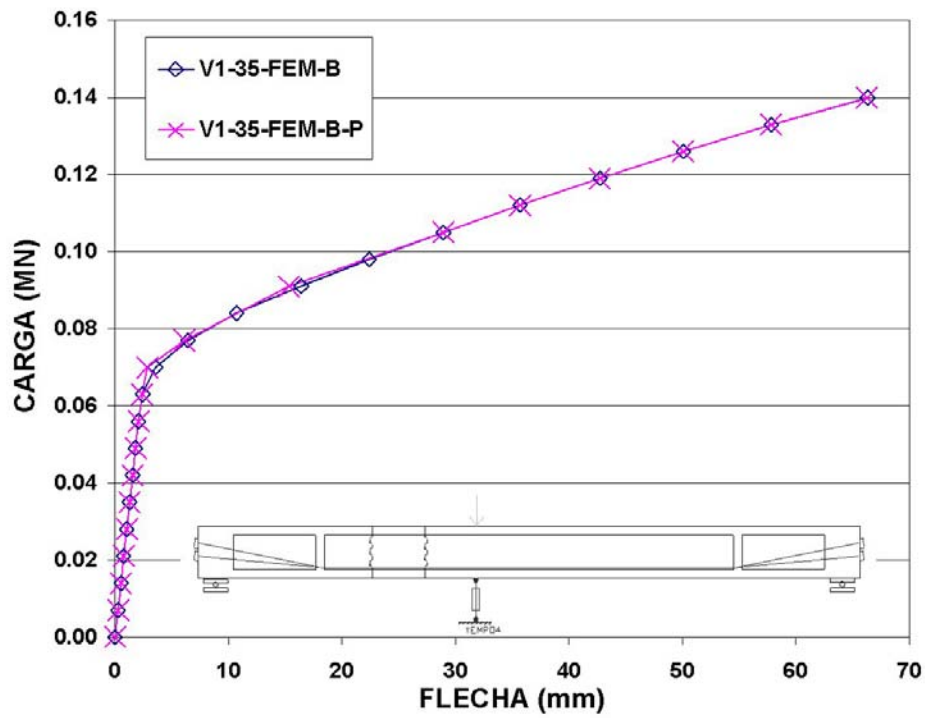


Figura 6.28. Curvas carga-flecha V1-35. Comparación de los resultados obtenidos con distintos modelos.

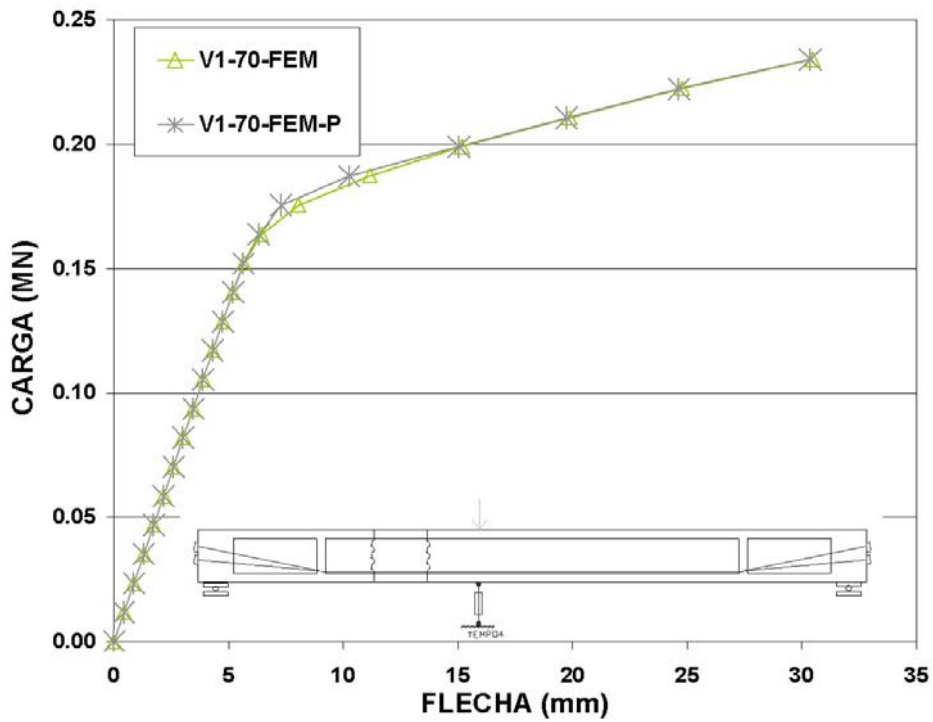


Figura 6.29. Curvas carga-flecha V1-70. Comparación de los resultados obtenidos con distintos modelos.

6.4. CONCLUSIONES

Se dispone de un modelo de análisis numérico que reproduce satisfactoriamente los resultados obtenidos en el laboratorio en vigas de dovelas de hormigón con junta seca y pretensado exterior. Mediante el empleo de elementos tipo junta a los que se le asigna un comportamiento de rozamiento coulombiano, se puede simular la apertura de junta. Si la fisuración en el seno de la dovela es importante, es necesario modelizar ésta, ya que la rigidez de la estructura está muy influenciada por la progresión de la fisura.

Se dispone asimismo de un modelo de junta plana que permitirá acometer el análisis de puentes completos, sin necesidad de modelizar las juntas con su geometría. Esto implica que se podrán estudiar con modelos sencillos, con los importantes ahorros en tiempo de computación que esto conlleva.

Los análisis efectuados nos confirman que el mecanismo resistente de este tipo de vigas es espacial y no seccional. Ante carga creciente la estructura responde con un mecanismo tipo arco. Un arco se configura naciendo de los apoyos de la viga y otro arco surge de los desviadores, que actúan como apoyos intermedios.

Es posible dibujar en el seno del hormigón un modelo de bielas comprimidas capaz de resistir las cargas actuantes en Estado Límite Último sin necesidad de tirantes traccionados, encontrándose éstos materializados por los cables de pretensado. Dicho de otro modo, en las vigas se forma un mecanismo resistente que permite la formación de un esquema resistente a flexión y cortante sin necesidad de armadura convencional. Esta armadura puede ser útil para controlar la fisuración en servicio, pero su eficacia para resistir cortante es muy limitada, especialmente en las inmediaciones de la junta abierta. Es cierto que en esta zona aparecen tensiones de tracción (figura 6.10.d), pero su efecto es local y no contribuyen al mecanismo global resistente de la estructura. De hecho, cuando se alcanza la resistencia a tracción y la viga fisura, las tensiones de tracción se liberan y el arco continua soportando carga (figura 6.26). Los cercos han de colocarse para controlar la fisuración, pero su presencia no implica sustanciales incrementos de resistencia a cortante.

CAPÍTULO 7

APLICACIÓN DEL MODELO AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTES DE DOVELAS DE HORMIGÓN CON JUNTA SECA

7.1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo recoge la aplicación del modelo de junta plana anteriormente propuesto al estudio de puentes de dovelas de hormigón con junta seca conjugada y pretensado exterior. Se presentarán los resultados obtenidos en el análisis de un puente isostático y de un puente hiperestático de cinco vanos, en el que la fisuración en el seno de la dovela de hormigón no ha sido modelizada. Se presentan asimismo unos análisis en los que se ha introducido un modelo de fisura discreta para estudiar la influencia de la fisuración por cortante en la distribución tensional.

7.2. APLICACIÓN DEL MODELO DE JUNTA PLANA AL ESTUDIO DE PUENTES

El modelo de junta plana, que fue calibrado satisfactoriamente en el capítulo anterior, es aplicado ahora a la modelización de las juntas secas conjugadas de dos puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior. Los dos ejemplos analizados, un puente isostático y otro hiperestático, han sido adaptados de los ejemplos estudiados en la publicación “Pretensado exterior en puentes de carretera. Recomendaciones para la verificación de la seguridad frente a rotura por flexión” [APARICIO, RAMOS (1996)]. Los dos modelos bidimensionales se prepararon con elementos rectangulares de cuatro nodos con ocho grados de libertad. Los elementos interface que modelizaban las juntas eran elementos

lineales de 2+2 nodos. El análisis, que planteaba el equilibrio en posición deformada, fue realizado con el código de elementos finitos Diana 8.1.

La aplicación del modelo de junta plana al estudio de puentes, comporta claras ventajas con respecto a la modelización de la junta con su geometría. En primer lugar, la geometría de las dovelas puede ser reproducida por una malla compuesta por un menor número de elementos, lo que implica una drástica reducción del número de grados de libertad, redundando en un ahorro importante del tiempo de computación. Además, la regularidad de la malla, formada por elementos rectangulares, favorece la convergencia numérica. El empleo del modelo de junta plana se plantea como especialmente atractivo para simular juntas de puentes de cantos de dos o tres metros, en el que el comportamiento deformacional estará dominado más por la apertura de juntas que por el sistema de contactos entre unas llaves conjugadas de diez centímetros de altura.

7.2.1. Puente isostático

El puente isostático estudiado, cuyas dimensiones pueden considerarse estándar dentro de su categoría, consiste en una estructura isostática de 50,00 metros de luz y canto constante de 2,70 (relación de esbeltez 1/18) formada por 17 dovelas de 3,00 m de longitud. La sección transversal (figura 7.1) es un cajón con un forjado superior de espesor variable y de 12,70 m de anchura y un forjado inferior de espesor variable y de 5,70 m de anchura.

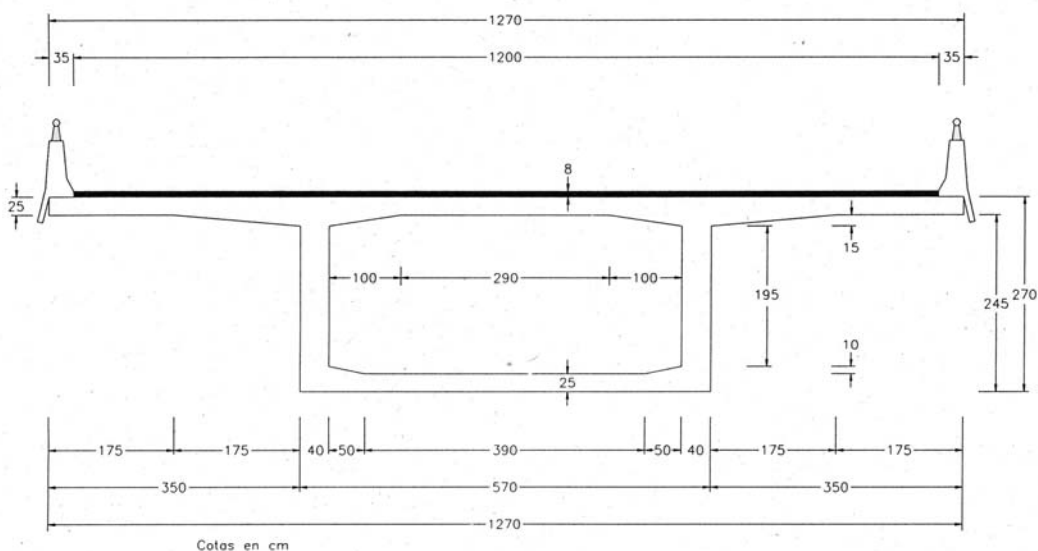


Figura 7.1. Sección transversal puente isostático.
[APARICIO (1996)]

En el modelo bidimensional, el forjado superior queda modelizado como una losa de canto constante de 0,30 m de espesor y 12,70 m de anchura. Asimismo, el forjado inferior se modeliza como una losa de canto constante de 0,25 m de canto y 5,70 m de anchura. Esta simplificación conduce a pequeñas diferencias entre las características mecánicas de la sección transversal del puente objeto de estudio y del modelo empleado, que se ponen de manifiesto en la tabla 7.1. En ésta se observa que las diferencias entre el área (A), la inercia (I), la distancia del centro de gravedad a la fibra superior (v) y la distancia del centro de gravedad a la fibra inferior (v') del puente y del modelo son lo suficientemente pequeñas como para no afectar a los resultados de los análisis.

	Puente	Modelo
$A (m^2)$	6,75	6,95
$I (m^4)$	7,18	7,21
$v (m)$	0,99	0,95
$v' (m)$	1,71	1,75

Tabla 7.1. Características mecánicas de la sección bruta del puente isostático y del modelo.

El empleo de un modelo de dos dimensiones para el estudio de un puente con sección cajón implica desprestigiar los efectos del arrastre por cortante (shear lag) y considerar eficaz todo el ancho del forjado superior e inferior, lo que resulta una hipótesis razonable en este tipo de puentes. De hecho, la aplicación de la formulación prevista para el cálculo del ancho eficaz en el Eurocódigo 2 (EC2-2) a un puente de estas dimensiones permite considerar todo el ancho del forjado como colaborante.

Al hormigón que conforma el forjado inferior y las almas se le ha asignado en el modelo un comportamiento lineal con un módulo de elasticidad de E_c de 28000 MPa. Al hormigón del forjado superior ($f_{ck}=35$ MPa), se le ha asignado una ley constitutiva en compresión que queda gráficamente definida en la figura 6.4 (FEM). A los elementos interface presentes en la junta de forjado se les asignaba un comportamiento de rozamiento coulombiano basado en la formulación de la AASHTO (tabla 6.4). A los elementos tipo junta que simulaban el comportamiento de las llaves conjugadas se les confería el modelo de comportamiento en compresión de rozamiento cohesivo propugnado por la AASHTO (tabla 6.5).

Se definieron tres familias de cables (figura 7.2). Cada familia quedaba modelizada por tres elementos tipo barra. El trazado quedaba definido de modo que todas las familias pasaban por el centro de gravedad de la sección en la zona de anclajes y eran desviados en las dovelas comprendidas en los tercios de luz de la viga (puntos 1,1',2,2',3 y 3' de la figura 7.2) a la altura de la cara superior del forjado inferior. En total las tres familias de cables eran modelizadas por nueve elementos tipo barra a los que se les asignaba un módulo de deformación ficticio E_p' para simular de manera sencilla el deslizamiento de los cables en los desviadores. El valor del módulo de elasticidad ficticio E_p' aplicado a cada familia de cables depende de la relación entre la longitud del tramo central del cable L_C y la longitud total del mismo L_T . Los valores de E_p' asignados a cada familia en el modelo quedan resumidos en la tabla 7.2. En esta misma tabla, se define geoméricamente el trazado de pretensado, con la notación de la figura 7.2.

	Trazado	L_C (m)	L_T (m)	E_p' (MPa)
<i>Familia 1</i>	A-1-1'-B	24,00	50,18	90872
<i>Familia 2</i>	A-2-2'-B	18,00	50,15	68195
<i>Familia 3</i>	A-3-3'-B	12,00	50,13	45482

Tabla 7.2. Valores del módulo de elasticidad ficticio asignado a las distintas familias de pretensado

En la figura 7.2, además de mostrarse la configuración general del puente de dovelas con el trazado de las tres familias de pretensado, se presenta la malla usada en el análisis, con 1377 nodos y 1225 elementos.

Siguiendo las indicaciones del Eurocódigo 2 [EC2 1-5], el pretensado necesario a tiempo infinito fue calculado de modo que, bajo la actuación de la carga mayorada que produce el momento flector máximo en la sección centro luz, las juntas de la dovela central permanecieran cerradas en 2/3 de su altura. Para evaluar la respuesta de la sección en este dimensionamiento se despreciaron el incremento de tensión y la pérdida de excentricidad del cable. Con una tensión de pretensado después de pérdidas $\sigma_{p\infty}$ de 1200 MPa y un pretensado necesario P_∞ de 54,00MN son necesarias tres familias de cables de 106 torones de 0,6 pulgadas de diámetro cada una (área total de pretensado $A_p=445 \text{ cm}^2$).

El pretensado era introducido en forma de fuerzas de desviación actuantes en anclajes y desviadores con su valor a tiempo infinito, ya que no se realizó un análisis diferido. El peso

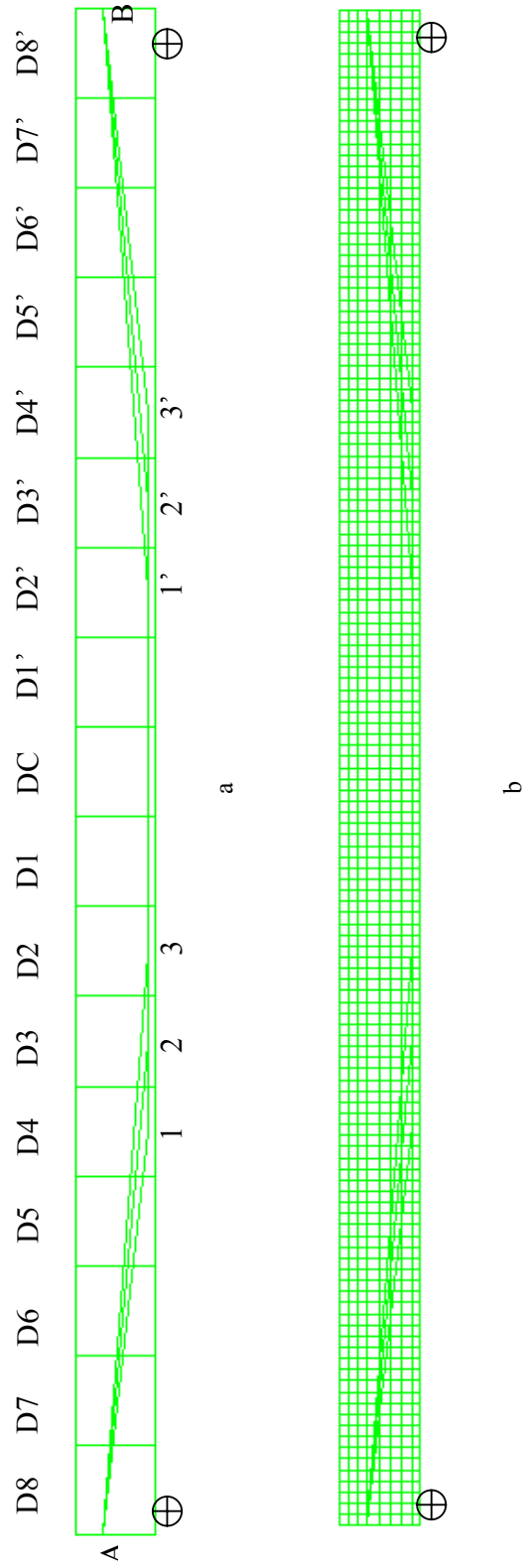


Figura 7.2. Definición geométrica del modelo, con las dovelas y los cables de pretensado (a) y malla utilizada para el análisis (b).

propio se aplicaba como una fuerza superficial actuante en la dirección de la gravedad y la carga permanente como una carga lineal repartida en el forjado superior, que incluía el peso del aglomerado y de la barrera de seguridad. El esquema de aplicación de la sobrecarga variable q_k y Q_k se presenta en la figura 7.3. El valor de la sobrecarga repartida variable q_k gravitaba en toda la longitud del puente como una carga lineal de valor 48 kN/m (sobrecarga de 4 kN/m² aplicada a una anchura de calzada de 12,00 m). El peso del carro de la instrucción Q_k era situado en la dovela central en forma de tres cargas puntuales de 200 kN separadas 1,50 m. Esta disposición de cargas busca conseguir la apertura de las juntas centrales de la estructura y, así, poder estudiar la transmisión de cortante a través de las juntas abiertas.

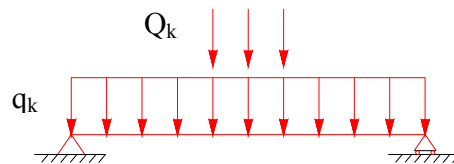


Figura 7.3. Sobrecarga variable aplicada en puente isostático.

Para una correcta interpretación de los resultados es necesario detallar el proceso de carga. En un primer paso se simulaba el puente en vacío, introduciendo el pretensado inicial, así como el valor del peso propio g_{1k} y de la sobrecarga permanente g_{2k} ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=0,00$). A continuación se procedía a aplicar paulatinamente la sobrecarga variable hasta alcanzar el estado límite de servicio ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=1,00$). Seguidamente se incrementaba simultáneamente el valor de la carga permanente y de la sobrecarga variable hasta alcanzar el Estado Límite Último según la normativa vigente g_{1d} y g_{2d} ($\gamma_g=1,35$ y $\gamma_q=1,50$). A partir de aquí, se incrementaba la sobrecarga hasta alcanzar la rotura por flexión ($\gamma_g=1,35$ y $\gamma_q>1,50$). Una vez conocido el incremento de axil de pretensado ΔP_i experimentado por cada tramo de cable para γ_q máximo, se procedía a repartir este incremento ΔP_i en toda la longitud del cable. El incremento de pretensado ΔP_i experimentado por cada familia i en el tramo central para γ_q máximo, se procedía a cargar la estructura con un sistema nulo de fuerzas actuantes en anclajes y desviadores, de magnitud, el incremento de pretensado ΔP_i y, de dirección, la de cada familia i (figura 7.4). Con este último paso se pretendía no

enmascarar los efectos que las fuerzas de desviación de los cables de pretensado tenían en la distribución tensional de la estructura.

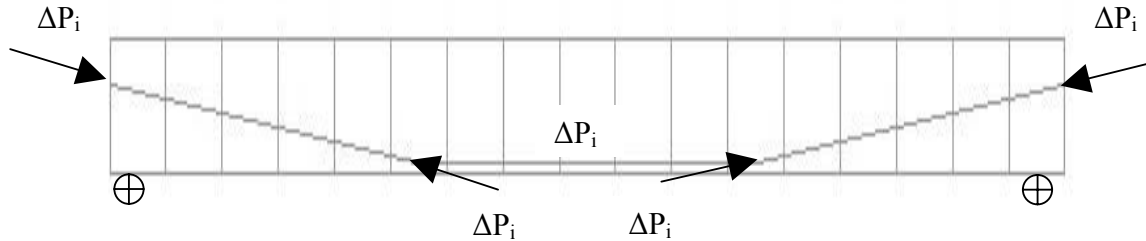


Figura 7.4. Esquema del sistema nulo de fuerzas introducido en el análisis de puentes isostáticos para la familia i.

Tras la aplicación de la carga permanente y del pretensado ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=0,00$), situación que simula el puente en vacío, el modelo registra una contraflecha de 3,2 cm. Los elementos que modelizaban los cables de pretensado presentaban una tensión media de compresión σ_p de 34 MPa. El método utilizado para introducir el pretensado presenta el inconveniente de que no sólo precomprime la sección de hormigón, sino que también comprime los elementos preparados para simular los incrementos de pretensado. Este sistema de simulación de tesado debe usarse debido a que el método tradicional usado para la introducción del pretensado mediante decrementos de temperatura en los cables no es aceptado por el programa comercial en combinación con el análisis no lineal. En cualquier caso, la precompresión de los cables antes citada no alcanza el 3% del pretensado inicial.

Al finalizar la aplicación de la sobrecarga variable ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=1,00$) todas las secciones del puente se encuentran comprimidas y la flecha máxima en centro luz f_{cl} es de 0,4 cm ($f_{cl}/L=1/12500$).

El estado límite de descompresión, que se alcanza simultáneamente en las dos juntas que limitan la dovela central del vano, se supera para un valor del multiplicador de la carga $\gamma_q=1,40$ ($\gamma_g=1,28$).

El Estado Límite Último de rotura por solicitaciones normales, en el que las juntas centrales permanecen abiertas en 1/3 de su altura, se alcanza para una valor de la carga $\gamma_q=1,50$ ($\gamma_g=1,35$). Bajo esta carga tanto la flecha máxima de la estructura (6,6 cm), como la apertura de junta (0,1 cm) son pequeñas. La pérdida de excentricidad del cable medio

equivalente es despreciable (1,2 cm). El incremento medio de tensión en los cables $\Delta\sigma_p$, considerado desde el estado en vacío, son 37,9 MPa.

El Estado Límite Último de rotura por solicitaciones normales, que se alcanza en el análisis por exceder en la parte del forjado superior de la dovela central próximo a la junta la resistencia a compresión asignada al hormigón (35 MPa), sobreviene para un coeficiente de mayoración de acciones $\gamma_q=1,90$ ($\gamma_g=1,35$). En ese estado, la flecha máxima es de 25 cm y la apertura de junta de 1,7 cm. El incremento medio de tensión en el cable $\Delta\sigma_p$ es de 163,9 MPa, siendo la pérdida de excentricidad del cable medio equivalente de 6,4 cm. En el momento de la rotura en seis juntas se ha alcanzado la descompresión. Además de las juntas de la dovela central, se encuentran abiertas las juntas entre las dovelas D1 y D2 (figura 7.2), y entre las dovelas D2 y D3 y sus simétricas. Los valores de las magnitudes físicas más representativas registradas en los ensayos numéricos quedan resumidas en la tabla 7.3.

El cortante V_d que atraviesa la junta abierta de la dovela central en la hipótesis de rotura por flexión ($\gamma_q=1,90$) es de 1,11MN. El cortante último respuesta de la junta V_u según el código AASHTO, asumiendo que todo el forjado comprimido es susceptible de transmitir cortante, tiene un valor de 35,0MN. Aún en la hipótesis más desfavorable, en la que sólo las partes del forjado comprimido comunes con las almas permiten transmitir cortante (figura 3.5), el cortante último respuesta de la junta V_u sería de 2,2MN. La resistencia a cortante de la junta seca V_u es muy superior a las solicitaciones V_d .

Con $\gamma_q=1,90$, el cortante V_d de 1,11MN que atraviesa la junta entre la dovela central DC y la dovela contigua D1 (figura 7.2) debe hacerlo a través del forjado superior, aprovechando toda su anchura. Sin embargo, el cortante V_d de 2,20 MN al que está sometida la junta abierta entre las dovelas D1 y D2 se transmite, parte por la junta de almas (1,75MN), y parte por la junta de forjado (0,45MN). El hecho de que las tensiones tangenciales crucen la junta en un extremo de la dovela D1 por el forjado y en el otro extremo lo hagan mayoritariamente por el alma, induce en el forjado superior de la dovela D1 una flexión transversal adicional que será preciso resistir con armadura transversal. En concreto, en este ejemplo, con $\gamma_q=1,90$, la flexión transversal que producen las tensiones tangenciales supone un momento flector transversal adicional en la sección de arranque del

voladizo del forjado superior M_d de 0,098MNm/m, lo que equivale a un momento reducido μ_d ($\mu_d = M_d/f_{cd}/b/d^2$) de valor 0,067.

De los campos vectoriales de tensiones principales obtenidos en los análisis, en la figura 7.5 se muestran los obtenidos al alcanzarse el Estado Límite Último según los criterios del EC-2 ($\gamma_q=1,50$) y en la figura 7.6 aquellos obtenidos en la fase previa a la rotura por flexión ($\gamma_q=1,90$).

En la figura 7.5a se dibuja el campo de tensiones principales de tracción σ_I de valor absoluto mayor que 2,00 MPa. Las tracciones están ausentes de la práctica totalidad de la estructura. Sólo la regularización de las isostáticas de compresión inducidas por la introducción del pretensado produce tensiones de tracción notables que hay que resistir con armadura convencional. En la figura 7.5c, donde se muestra un detalle de la dovela de centro luz, se aprecian pequeñas tensiones de tracción ($|\sigma_I| < 2,5\text{MPa}$) próximas a la junta abierta. Estas tensiones no rebasan la resistencia a tracción del hormigón. La figura 7.5b muestra el campo de tensiones principales de compresión σ_{II} ($|\sigma_{II}| > 2,5\text{MPa}$). Todas las secciones de la viga se encuentran comprimidas, salvo en las inmediaciones del forjado inferior la dovela central. En la figura 7.5d se resalta como las compresiones significativas no afectan al tercio inferior de la sección. La tensión máxima $\sigma_{II\max}$ en la dovela central es de 14 MPa ($\sigma_{II\max} = 0,4f_{ck}$). La inclinación de las tensiones de compresión de la figura 7.5e muestra en detalle cómo, en las dovelas de la estructura que se encuentran totalmente comprimidas, son las almas las encargadas de transmitir el cortante. En las dovelas con junta cerrada, las importantes tensiones de compresión existentes impiden que las tensiones tangenciales produzcan fisuración diagonal en el alma ($|\sigma_I| < 0,5\text{MPa}$).

En la figura 7.6b correspondiente al Estado Límite Último de solicitaciones normales ($\gamma_q=1,90$), se observa cómo la fibra neutra ha subido a la altura del forjado comprimido en la zona de juntas. El efecto arco, que en los campos vectoriales obtenidos en el capítulo anterior quedaba perfectamente dibujado, resulta aquí muy difuminado por la presencia de seis desviadores. En la dovela central, las tensiones de compresión en el forjado superior σ_{II} alcanzan los 35 MPa. En la figura 7.6c se observa cómo las tensiones principales de compresión σ_{II} se inclinan por efecto de las tensiones tangenciales. La figura 7.6a muestra cómo no sólo aparecen importantes tensiones de tracción en los macizos de anclaje, sino que, también, aparecen en otras zonas de la estructura. En concreto, la figura 7.6c muestra

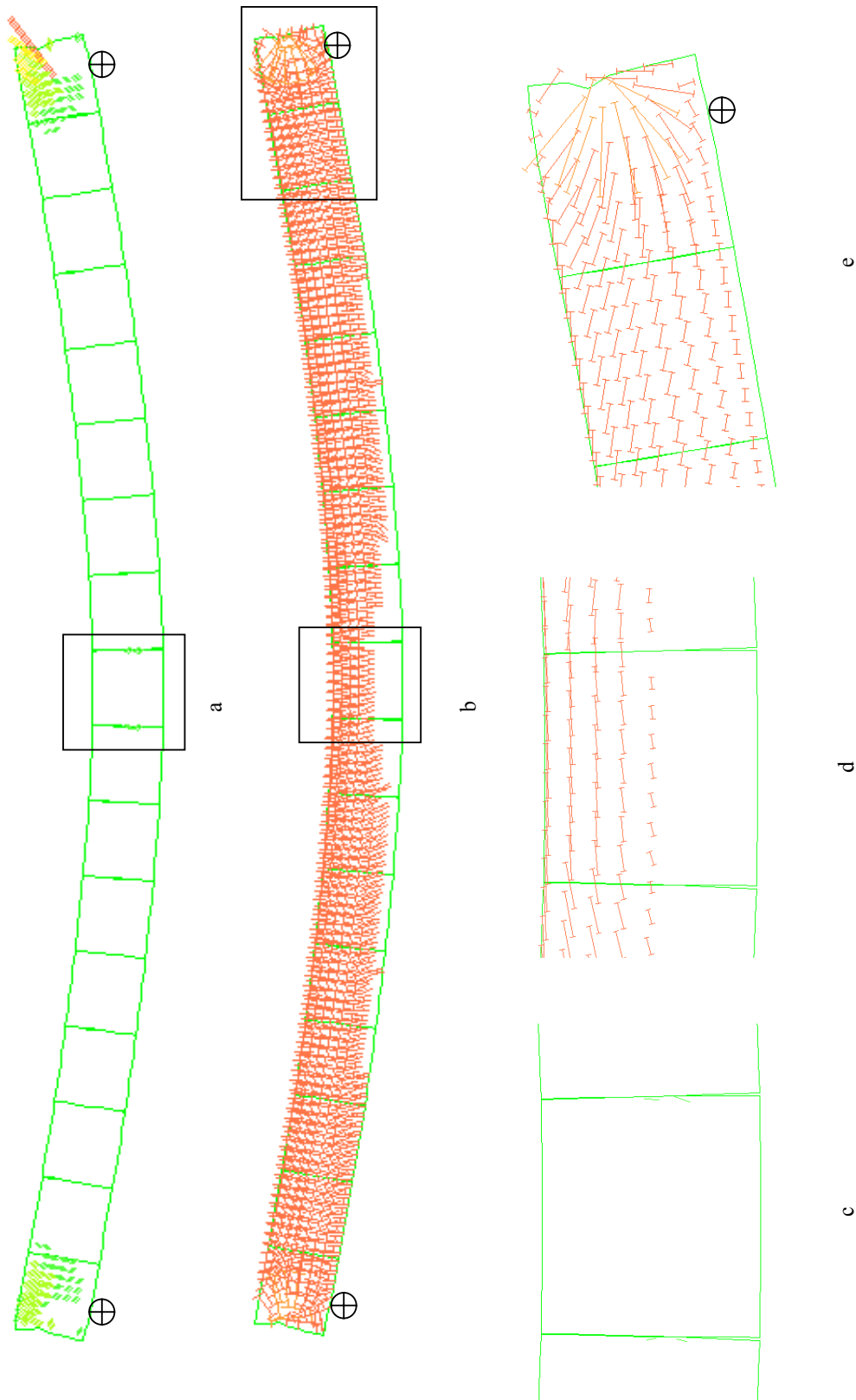


Figura 7.5. Campo de tensiones bajo carga última (criterio EC-2) obtenido en el ensayo numérico del puente isostático. ($\gamma_q=1,50$).
 a) Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{II}| > 2,0 \text{ MPa}$); b) Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$); c) Detalle dovela central. Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{II}| > 2,0 \text{ MPa}$); d) Detalle dovela central. Tensiones principales de compresión. ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$); e) Detalle dovela de apoyo. Tensiones principales de compresión. ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$).

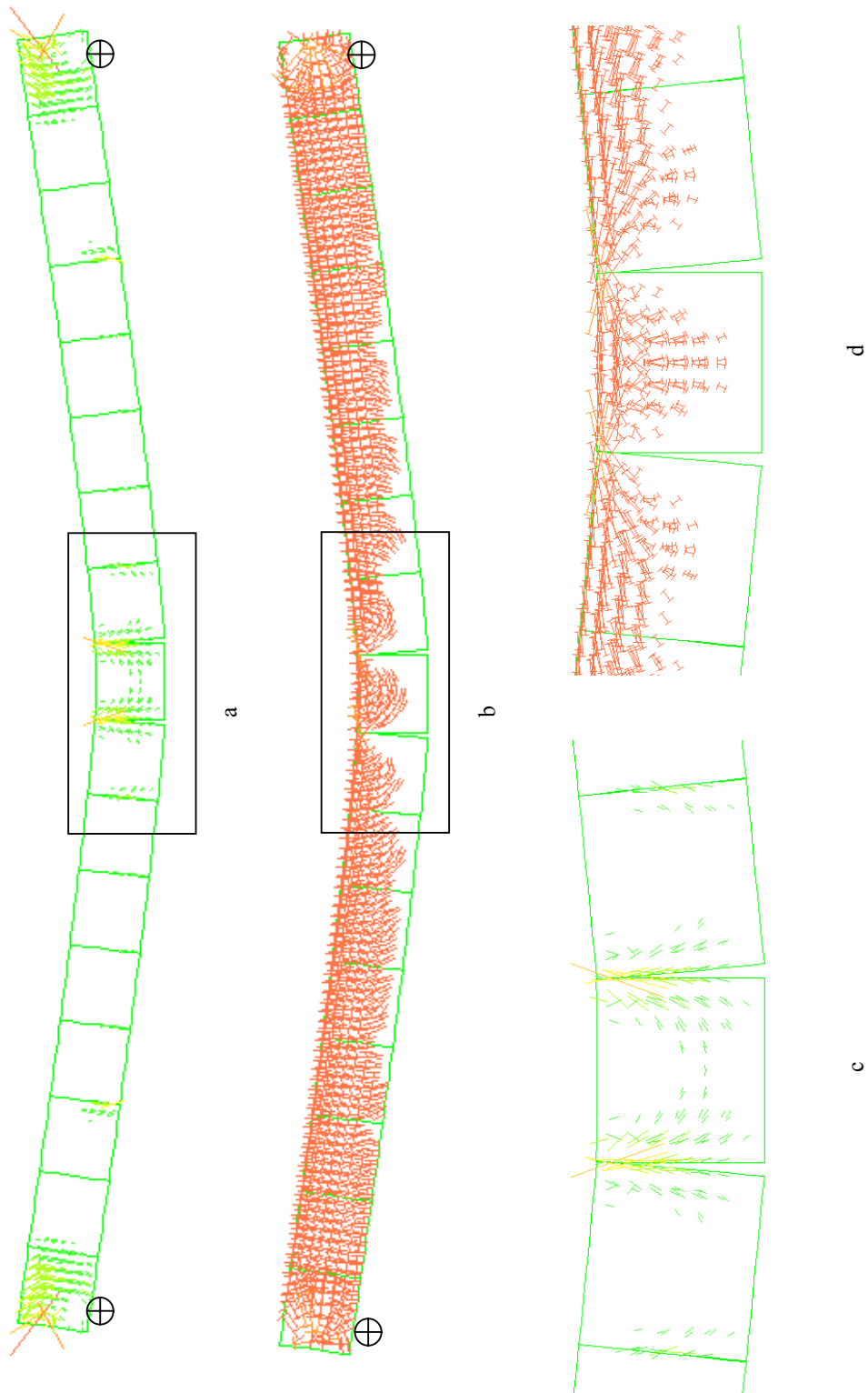


Figura 7.6. Campo de tensiones previo a la rotura por flexión obtenido en el ensayo numérico del puente isostático. ($\nu_q=1,90$).
 a) Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{II}| > 2,0 \text{ MPa}$); b) Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{III}| > 2,5 \text{ MPa}$); c) Detalle dovela central. Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{II}| > 2,0 \text{ MPa}$); d) Detalle dovela central. Tensiones principales de compresión. ($|\sigma_{III}| > 2,5 \text{ MPa}$).

cómo en las dovelas centrales, las tensiones de tracción son muy significativas $|\sigma_I| > 10,0 \text{MPa}$.

Los mapas de tensiones principales de tracción y compresión que se dibujan en las tres dovelas centrales no parecen apoyar la tesis de que se necesite disponer armaduras de suspensión para suspender el cortante. Las tensiones principales por debajo de la fibra neutra son tensiones que surgen por compatibilidad, pero no contribuyen a equilibrar el cortante. No existe biela comprimida que muera en la junta y, aunque existen fuertes tracciones, la semicircunferencia que perfilan dista mucho de asemejarse a los mapas vectoriales de tensiones de tracción que se encuentran en las almas de las vigas convencionales sometidas a cortante. Si se quiere garantizar que estas tracciones no comprometen la capacidad a flexión de la viga, debería disponerse armadura convencional longitudinal y transversal para resistir esas tensiones. Sin embargo, la falta de espacio para desarrollar las necesarias longitudes de anclaje y la proximidad de las tracciones al borde libre de la dovela, hacen temer que el armado convencional sea inefectivo. Parece necesario recordar en este punto que las vigas de dovelas con fuerte armadura de cortante (V3) ensayadas para esta tesis rompían por una fisura que se desarrollaba paralela al cerco próximo a junta, sin atravesarlo. En cualquier caso, el criterio de dimensionamiento de esta armadura, de ser efectiva, no sería la suspensión del cortante, sino el control de las tensiones de tracción dibujadas en la figura 7.6c.

En conexión con el párrafo anterior, hay que decir que las tensiones tangenciales de rasante que se desarrollan en las secciones de unión entre el forjado superior y las almas se incrementan notablemente a medida que progresa la apertura de junta. En concreto, en este ejemplo, las tensiones tangenciales pasan de $0,66 \text{MPa}$ cuando se alcanza el ELU-EC2 a $9,16 \text{MPa}$ cuando se alcanza el ELU- ϵ_{II} . Las altas tensiones tangenciales que se desarrollan ELU- ϵ_{II} surgen para compatibilizar las deformaciones entre un forjado extremadamente comprimido, que en su fibra superior tiene deformaciones longitudinales de compresión próximas a $0,0035$, y el resto de la dovela, que en la zona de juntas no tiene solicitaciones longitudinales. Estas altas tensiones tangenciales, que surgen para compatibilizar deformaciones y no para equilibrar cargas exteriores, producirán una fisuración importante en ausencia de armadura transversal. La figura 4.48.b ilustra esta afirmación. En esta figura, correspondiente a una viga sin armadura de cortante, se ve como la fisura de cortante se

transforma en una fisura de rasante, progresando a través de la superficie de unión entre el forjado superior y el alma. A pesar de esta importante fisura, la viga sigue soportando carga.

Como en el capítulo anterior se puso de manifiesto la gran influencia que el nivel de pretensado tiene en el comportamiento deformacional de la estructura, se quiso analizar la sensibilidad que mostraba el modelo del puente isostático a la cuantía de pretensado. Para ello, además del análisis de referencia, con un pretensado inicial P_0 de 54MN, se simuló la rotura de cuatro modelos con un pretensado inicial P_0 de 48,6MN, de 51,3MN, de 56,7MN y 59,4MN. Estos axiles de pretensado inicial suponen respectivamente un 10% menos, un 5% menos, un 5% más y un 10% más de pretensado inicial que la viga de referencia, cuyo pretensado inicial fue calculado para satisfacer en ELU los criterios del EC-2. La adopción de estos valores implica modelizar el comportamiento del puente aplicando unos coeficientes de parciales de seguridad γ_p al pretensado de $\gamma_p=0,90$; $\gamma_p=0,95$; $\gamma_p=1,05$; $\gamma_p=1,10$. Los resultados de este estudio de sensibilidad se resumen en la tabla 7.3. En esta tabla se muestra cómo, para los distintos niveles de pretensado P_0 asociados a un coeficiente parcial de seguridad del pretensado γ_p , van variando los multiplicadores de sobrecarga variable γ_q que en cada caso hacen alcanzar el estado límite de descompresión (ELS), descomprimen las juntas centrales en un tercio de su altura (ELU-EC-2) o producen la rotura por deformaciones de compresión excesivas (ELU- ε_{II}). Destacar nuevamente cómo, para el nivel de carga en el que alcanza el criterio de rotura del EC-2, tanto el incremento de tensión en el cable $\Delta\sigma_p$, como la flecha máxima en el centro luz (f_{cl}), la apertura de junta (apertura) o la pérdida de excentricidad del cable en la sección de centro luz (Δe) son mínimos. Lo que en este puente conlleva, de dimensionar el pretensado siguiendo el criterio propugnado por EC-2, prescindir del análisis no lineal y de los incrementos de tensión del acero activo $\Delta\sigma_p$, que, en el mejor de los casos, no llegan a incrementar la tensión de tracción de los tendones a tiempo infinito ni en un 4%.

Se confirma, además, que el criterio de dimensionamiento del pretensado es el ELU, y no el ELS de descompresión de las juntas. Para $\gamma_p=0,9$, el multiplicador de la sobrecarga γ_q ha de ser igual a 1,20 para alcanzar la descompresión. Es necesario llamar la atención sobre la rápida pérdida de seguridad asociada a una disminución del pretensado real existente en la estructura. De producirse un tesado en obra que no alcance el definido en proyecto o de

efectuarse una infravaloración en la evaluación de las pérdidas de pretensado, la seguridad a la rotura por flexión baja sensiblemente. En el ejemplo estudiado, con $\gamma_p=0,9$, el multiplicador de la carga que hace alcanzar el ELU según el EC-2, baja a 1,30 ($\gamma_q=1,30$; $\gamma_g=1,21$). Incluso en el hipotético caso de que las fuertes tensiones de tracción mostradas en la figura 7.6c pudieran ser resistidas por armadura convencional y permitieran agotar la capacidad a flexión de la estructura, el valor del multiplicador de la carga no alcanzaría el 1,50 preceptivo ($\gamma_q=1,45$; $\gamma_g=1,31$).

γ_p	P_0 (MN)		γ_q	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	f_{cl} (cm)	Apertura (cm)	Δe (cm)
0,90	48,6	ELS	1,20	20	3,9	-	0,6
		ELU (EC-2)	1,30	26	5,2	0,1	0,8
		ELU (ϵ_{ll})	1,45	120	19,3	1,2	4,8
0,95	51,3	ELS	1,30	24	4,3	-	0,7
		ELU (EC-2)	1,40	32	5,9	0,1	1,3
		ELU (ϵ_{ll})	1,70	193	30,3	2,2	7,9
1,00	54,0	ELS	1,40	29	4,7	-	0,8
		ELU (EC-2)	1,50	38	6,6	0,1	1,2
		ELU (ϵ_{ll})	1,90	160	24,8	1,7	6,4
1,05	56,7	ELS	1,50	33	5,2	-	0,8
		ELU (EC-2)	1,80	44	7,3	0,1	1,3
		ELU (ϵ_{ll})	2,15	164	25,0	1,7	6,5
1,10	59,4	ELS	1,65	35	5,0	-	0,8
		ELU (EC-2)	2,05	48	7,6	0,1	1,3
		ELU (ϵ_{ll})	2,40	176	26,7	1,8	6,9

Tabla 7.3. Estudio de sensibilidad del pretensado

Por otro lado, un sobredimensionamiento del pretensado inicial de tan sólo un 5% permitiría que, tras la aplicación de la carga que la instrucción determina que ha de resistirse en ELU ($\gamma_q=1,5$), todas las juntas del puente permanecieran comprimidas, con todos los beneficios que ello comporta. El valor del multiplicador de la carga γ_q necesario para alcanzar el ELU según EC-2 sería de 1,80. Este coeficiente γ_q sería aún mayor de acompañarse, como parece razonable, este sobredimensionamiento de pretensado inicial con un aumento del área de acero activo A_p .

7.2.1. Puente hiperestático

El puente hiperestático escogido como ejemplo consiste en una estructura de cinco vanos, de 48,00 m de luz por vano y canto constante de 2,70 m (relación de esbeltez 1/18).

Tanto la sección transversal, como la longitud de las dovelas, como el procedimiento de modelización y análisis son idénticos a los del puente isostático, por lo que, en este epígrafe sólo se presentaran aquellos aspectos que difieran del apartado anterior. Se debe asumir que, en todo aquello no mencionado expresamente en este apartado, se sigue lo descrito en el apartado anterior.

En la figura 7.7 se presenta la configuración general del puente de dovelas. Cada vano contaba con tres familias de tendones de pretensado independientes, cuyos anclajes se disponían en las traviesas de apoyo intermedias. En esta misma figura también se incluye un detalle de la malla del modelo bidimensional usada en la discretización de la estructura, en la que se emplearon un total de 6489 nodos y 5805 elementos. La aplicación de la formulación prevista para el cálculo del ancho eficaz en el Eurocódigo 2 (EC2-2) a un puente de estas dimensiones permite considerar tanto todo el ancho del forjado superior como todo el ancho del forjado inferior como colaborante.

El modelo contaba con 85 dovelas de 3,00 m de longitud. Sólo las juntas de los tres vanos centrales fueron modelizadas con elementos tipo junta a los que se les asignaba una ley constitutiva basada en las recomendaciones de la AASHTO. Al material que modelizaba el hormigón de las dovelas se le asignaba un módulo de Young E_c de 28000 MPa. Al hormigón del forjado superior se le confería una ecuación constitutiva trilineal basada en el diagrama parábola rectángulo propugnado por la EHE [EHE (1998)], con una resistencia a la compresión f_{ck} de 35MPa.

Para cada vano se definieron tres familias de cables (figura 7.7). Cada familia quedaba modelizada por tres elementos tipo barra. El trazado quedaba definido de modo que todas las familias quedaban ancladas a la altura de la cara inferior del forjado superior en las traviesas de apoyo. Sólo en las traviesas extremas (A' y su simétrico A de la figura 7.7a) los cables quedaban anclados al nivel del centro de gravedad de la sección. Así, por ejemplo, en el vano central (figura 7.7.b), los tendones quedaban anclados en las traviesas de apoyo (puntos C y C') y eran desviados a la altura de la cara superior del forjado inferior en las dovelas comprendidas en los tercios de luz puntos 1 ,1' ,2 ,2' ,3 y 3'). Para cada vano, las tres familias de cables eran modelizadas por nueve elementos tipo barra, a cada uno de los cuales se les asignaba un módulo de deformación ficticio E_p' para simular de manera sencilla el deslizamiento de los cables en los desviadores. El valor del módulo de

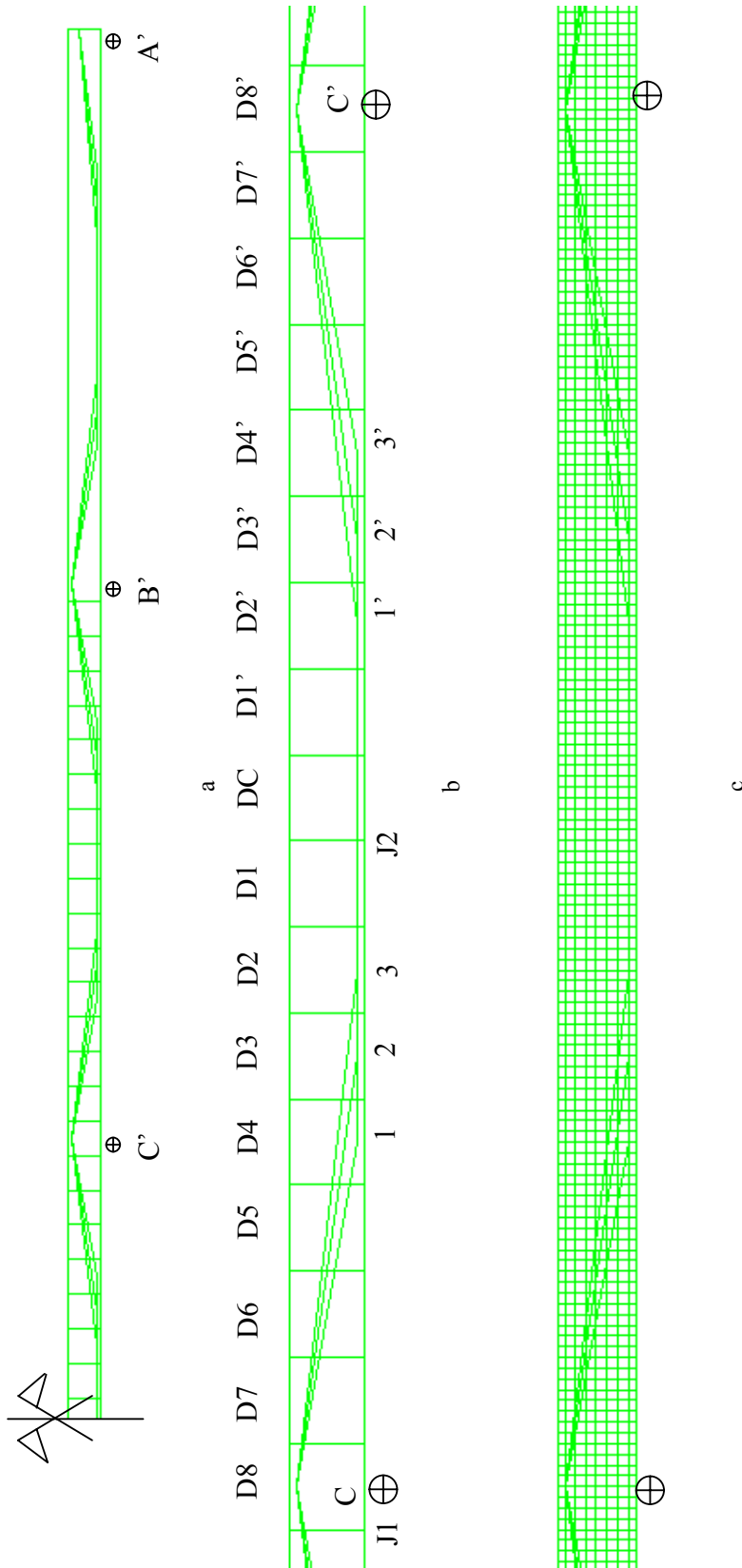


Figura 7.7. Definición geométrica del modelo de puente hiperestático, con las dovelas y los cables de pretensado (a), detalle de la geometría del vano central (b) y detalle de la malla de elementos finitos utilizada en el análisis (c).

elasticidad ficticio E_p' aplicado a cada elemento tipo barra depende de la relación entre la longitud del mismo L_i y la longitud total del tendón entre anclajes L_T . Los valores de E_p' asignados en el modelo a cada elemento tipo barra para cada vano quedan resumidos en la tabla 7.4.

	Trazado	L_T (m)	Tramo	L_i (m)	E_p' (MPa)
<i>Familia 1</i>	C-1-1'-C'	48,382	C-1	12,191	47875
			1-1'	24,000	94250
			1'-C'	12,191	47875
<i>Familia 2</i>	C-2-2'-C'	48,306	C-2	15,153	59601
			2-2'	18,000	70799
			2'-C'	15,153	59601
<i>Familia 3</i>	C-3-3'-C'	48,256	C-3	18,128	71376
			3-3'	12,000	47248
			3'-C'	18,128	71376

Tabla 7.4. Valores del módulo de elasticidad ficticio usados en el modelo de puente hiperestático.

Tanto en el cálculo de esfuerzos efectuado para el predimensionamiento del pretensado, como en el posterior análisis por elementos finitos se simplificó el proceso de carga haciendo que, tanto la carga permanente, como las fuerzas de pretensado, actuaran sobre el esquema estático definitivo.

Para la definición de las fuerzas de tesado necesarias se procedió a dimensionar el pretensado del vano central, extendiendo éste al resto de vanos. Así como en el dimensionamiento de un puente isostático de dovelas con pretensado exterior el criterio de dimensionamiento del pretensado necesario a tiempo infinito es claramente el ELU, en puentes continuos, los momentos hiperestáticos pueden llegar a condicionar el diseño en ELS. En concreto, se han verificado dos secciones del vano central, la sección sobre el apoyo (punto C de la figura 7.7.b) y la de centro luz. El ELS se alcanza cuando la fibra más traccionada (menos comprimida) de una sección presenta una compresión de 0,5MPa. El Estado Límite Último se alcanza según el EC-2, cuando la sección queda descomprimida en un tercio de la altura.

Tanto para la elección de la magnitud de las cargas, como para la combinación de las mismas, se ha seguido en todo momento las indicaciones de la instrucción española vigente

sobre puentes de carretera [IAP] y los coeficientes allí propuestos. En la tabla 7.5 se resumen los momentos flectores obtenidos en un análisis elástico y lineal en las secciones críticas del vano central (C y CL) ante la sollicitación de las distintas cargas, actuantes con sus valores característicos en el esquema estático definitivo. Además de los momentos flectores obtenidos bajo la acción de las cargas permanentes ($g_{1k}+g_{2k}$), en esta tabla se incluyen los valores resultantes de la actuación de la sobrecarga en dos hipótesis distintas: aquella que produce el momento flector máximo en la sección de centro luz $[(q_k+Q_k)_B]$ y aquella que aproximadamente produce el momento máximo (en valor absoluto) en la sección de apoyo $[(q_k+Q_k)_A]$. La figura 7.8 muestra esquemáticamente estas hipótesis de carga. En la tabla aparecen asimismo los esfuerzos inducidos por un gradiente térmico ΔT de 10° . Este valor puede considerarse como un valor medio del valor propuesto por la norma para evaluar los gradientes térmicos actuantes en los distintos puntos de la geografía española. Por último se recogen los esfuerzos isostáticos (M_p) e hiperestáticos (M_H) producidos por la acción del pretensado. Estos valores reflejan cómo, en el ejemplo objeto de estudio, el pretensado tiene una excentricidad de 0,65m en las secciones de apoyo y una excentricidad de 1,50m en las secciones de centro de luz. Los valores del momento hiperestático de pretensado indican cómo, en el vano central, la línea de acción del pretensado sube 0,81 m con respecto a la posición del cable medio equivalente.

Para evaluar el pretensado necesario a tiempo infinito para cumplir el ELS y el ELU según EC2 se despreciaron tanto los posibles incrementos de tensión en el acero activo como las pérdidas de excentricidad del cable medio equivalente en la sección de centro luz. Además, se ha supuesto que al alcanzarse el ELU según EC2 no existe ningún tipo de redistribución de esfuerzos. Los resultados del dimensionamiento se resumen en la tabla 7.6.

Del análisis de la tabla 7.6 se desprende que el pretensado necesario a tiempo infinito es de 36,81 MN, siendo el criterio que condiciona su dimensionamiento el de ELU según EC2 en la sección de centro luz. La magnitud de los momentos hiperestáticos de pretensado hacen que sea la sección de centro de vano, y no la de apoyos, la que marque el dimensionamiento del pretensado. En cualquier caso, la hiperestaticidad de la estructura permite que el pretensado necesario baje de 54MN en el puente isostático con 50 m de luz a

		M_c	M_{CL}
		MNm	MNm
$g_{1k}+g_{2k}$		-37,19	20,64
$(q_k+Q_k)_A$		-14,26	11,27
$(q_k+Q_k)_B$		-6,52	14,23
$\Delta T=10^\circ$		7,08	7,08
$\Delta T=-10^\circ$		-7,08	-7,08
$P_\infty=1MN$	M_P	0,65	-1,50
	M_H	0,81	0,81

Tabla 7.5. Valores característicos de los esfuerzos en las secciones críticas bajo distintas hipótesis de carga

	C			CL		
	ELS	ELU (EC2)	ELU (ϵ_{II})	ELS	ELU (EC2)	ELU (ϵ_{II})
P_∞ (MN)	25,90	23,17	20,95	35,68	36,81	32,52

Tabla 7.6. Valor del axil de pretensado P_∞ , a tiempo infinito y en vacío, necesario en vano central del puente hiperestático.

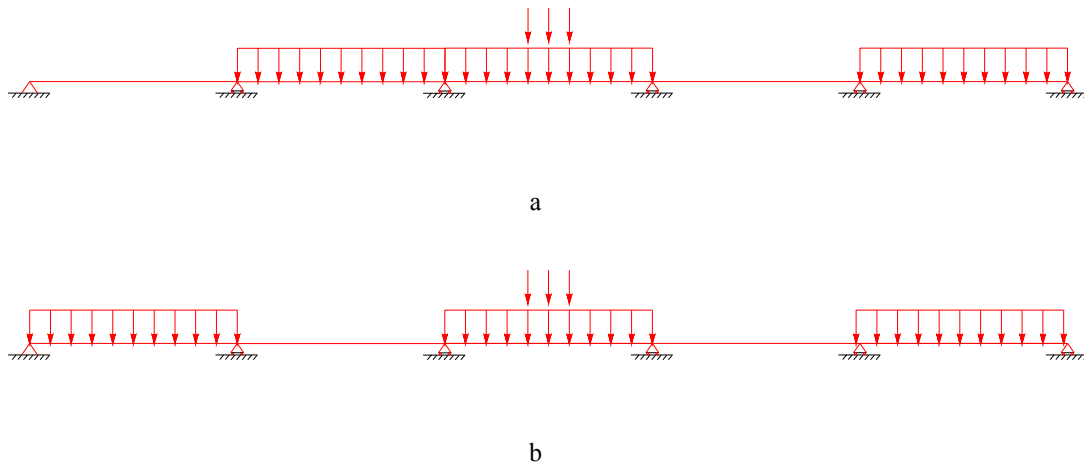


Figura 7.8. Esquemas de actuación de la sobrecarga en puente hiperestático. Sobrecarga que produce el momento máximo en la sección de apoyo $[(q_k+Q_k)_A]$ (a) y sobrecarga que produce el momento flector máximo en la sección de centro luz $[(q_k+Q_k)_B]$ (b).

37MN en este ejemplo hiperestático de 48 m de luz. Hay que destacar que el criterio ELU-EC2y ELS conducen a fuerzas de pretensado necesarias muy similares (36,81MN y 35,68MN). De evaluarse la capacidad resistente del puente asumiendo que las secciones de junta rompen cuando la deformación del hormigón en compresión ε_{II} alcanza el 3,5‰ (como propugna, por ejemplo, la ATEP [ATEP (1996)]), el pretensado necesario sería aún menor (tabla 7.6; ELU- ε_{II}). El dimensionamiento del axil de pretensado necesario a tiempo infinito con el puente en vacío, quedaría, ahora sí, condicionado por el ELS de descompresión de las juntas. En el cálculo del pretensado necesario P_{∞} según ELU- ε_{II} , se ha considerado un incremento de la tensión del acero activo $\Delta\sigma_p$ en ELU de 40MPa y no se ha tenido en cuenta ningún tipo de redistribución de esfuerzos tras la apertura de junta. De considerarse, el pretensado necesario P_{∞} sería aun menor.

Finalmente el pretensado necesario después de pérdidas P_{∞} aplicado en el modelo fue de 37MN, lo que conduce a la disposición de tres familias de pretensado por vano con 74 tendones de 0,6 pulgadas de diámetro por familia.

En un primer paso se simulaba el puente en vacío, introduciendo el pretensado inicial, así como el valor del peso propio g_{1k} y de la sobrecarga permanente g_{2k} ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=0,00$) actuando en el esquema estático definitivo. A continuación se procedía a aplicar paulatinamente la sobrecarga variable hasta alcanzar el estado límite de servicio ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=1,00$). La hipótesis de carga adoptada se esquematiza en la figura 7.8.b. Seguidamente se incrementaba simultáneamente el valor de la carga permanente y de la sobrecarga variable hasta alcanzar el Estado Límite Último ($\gamma_g=1,35$ y $\gamma_q=1,50$). A partir de aquí, se incrementaba la sobrecarga hasta alcanzar la rotura por flexión ($\gamma_g=1,35$ y $\gamma_q>1,50$). Una vez conocido el incremento de axil de pretensado ΔP_i experimentado por cada tramo de cable para γ_q máximo, se procedía a repartir este incremento ΔP_i en toda la longitud del cable. Para ello se cargaba la estructura con un sistema nulo de fuerzas actuantes en anclajes y desviadores, de magnitud, el incremento de pretensado ΔP_i y, de dirección, la de cada familia i (figura 7.4). Con este último paso se pretendía no enmascarar los efectos que las fuerzas de desviación de los cables de pretensado tenían en la distribución tensional de la estructura.

Tras la aplicación de la carga permanente y del pretensado ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=0,00$), situación que simula el puente en vacío, el modelo registra una contraflecha de 0,7 cm en el

cano central. Los elementos que modelizaban los cables de pretensado presentaban una tensión media de compresión σ_p de 19 MPa debido al sistema de introducción del pretensado. La precompresión de los cables antes citada no alcanza el 2% del pretensado inicial.

Al finalizar la aplicación de la sobrecarga variable ($\gamma_g=1,00$ y $\gamma_q=1,00$) todas las secciones del puente se encuentran comprimidas y la flecha máxima en centro luz del vano central f_{cl} es de 1 cm ($f_{cl}/L=1/4800$).

El estado límite de descompresión, que se alcanza simultáneamente en las dos juntas que limitan la dovela central del vano, se supera para un valor del multiplicador de la carga $\gamma_q=1,40$ ($\gamma_g=1,28$).

El Estado Límite Último de rotura por sollicitaciones normales, en el que las juntas de la dovela central permanecen abiertas en 1/3 de su altura, se alcanza para una valor de la carga $\gamma_q=1,9$ ($\gamma_g=1,35$). Bajo esta carga tanto la flecha máxima de la estructura (3,7 cm), como la apertura de junta (0,1 cm) son pequeñas. La pérdida de excentricidad del cable medio equivalente es despreciable (0,8 cm). El incremento medio de tensión en los cables $\Delta\sigma_p$, considerado desde el estado en vacío, es 21,4 MPa. Cuando en las juntas de la dovela central se alcanza el ELU según el EC-2, las juntas del vano central sometidas a momentos negativos permanecen cerradas. Los momentos a los que se ve sometidos cada junta son, para $\gamma_q=1,9$, sensiblemente iguales a los calculados en un análisis elástico. La figura 7.9 ilustra esta afirmación. En ella se representa cómo el valor del momento flector al que está sometida la sección de centro de luz del vano central en el modelo [FEM- $M_d(+)$] va disminuyendo con respecto al calculado con un análisis elástico [ELAS- $M_d(+)$], a medida que aumenta el multiplicador de la carga γ_q . Esta diferencia se ve compensada por un aumento del valor absoluto del momento flector actuante sobre la sección de apoyos del vano central (sección C de la figura 7.7.b) en el modelo [FEM- $M_d(-)$], que, a medida que aumenta la sobrecarga, se aleja del momento de cálculo en un modelo elástico [ELAS- $M_d(-)$]. En el momento de alcanzarse el ELU según EC-2 no existe redistribución de esfuerzos entre las secciones. Es únicamente a partir de alcanzarse aperturas de junta importantes cuando las secciones del centro de vano comienzan a comportarse como rótulas plásticas, que van aumentando notablemente sus curvaturas ante pequeños incrementos del momento

flector. Para $\gamma_q=5,00$, la estructura ha redistribuido un 27% del momento flector elástico en el centro de vano.

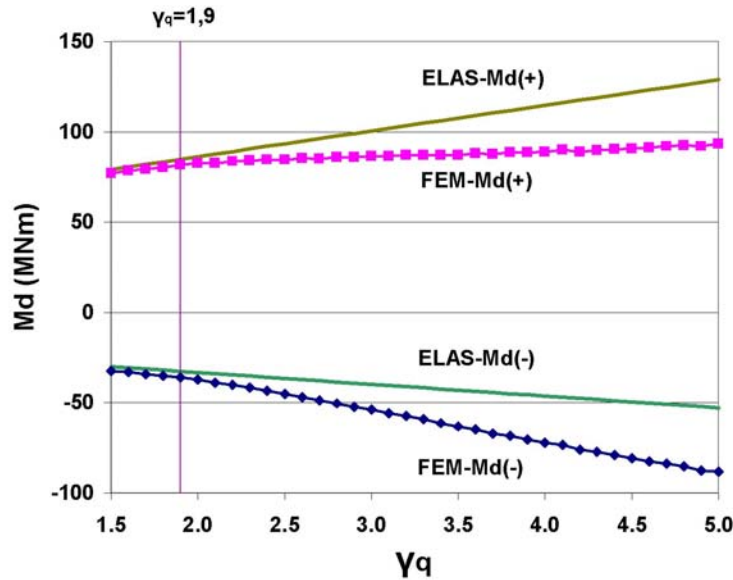


Figura 7.9. Momentos flectores de sollicitación en sección de apoyos y centro luz del vano central del puente hiperestático. Comparación entre el modelo y un análisis elástico.

El valor del pretensado fue definido de modo que, en la hipótesis de carga pésima, se alcanzara el ELU según EC-2 para un multiplicador de la carga de $\gamma_q=1,5$. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que el efecto del gradiente térmico no ha sido introducido en el modelo, correspondiendo el momento flector producido por su valor de combinación al 30% del momento flector producido por la sobrecarga variable. Como en los primeros estadios de carga no se produce redistribución de esfuerzos, es de esperar que, de poder introducirse en el modelo el valor del gradiente térmico, el valor del multiplicador de la sobrecarga γ_q que hace alcanzar el ELU según EC-2, bajase a 1,6. Este fenómeno explica las diferencias entre las previsiones hechas en el momento del dimensionamiento del pretensado y los resultados obtenidos con el modelo.

Las juntas de las dovelas de apoyo alcanzan el Estado Límite de Descompresión para $\gamma_q=3,2$. El Estado Límite Último de rotura por sollicitaciones normales, que se alcanza en el análisis por exceder en la parte del forjado superior de la dovela central próximo a la junta la resistencia a compresión asignada al hormigón (35 MPa), sobreviene para un coeficiente de mayoración de acciones $\gamma_q=5,00$ ($\gamma_g=1,35$). En ese estado, la flecha máxima es de 41,8

cm y la apertura de junta de 4,3 cm. El incremento medio de tensión en el cable $\Delta\sigma_p$ es de 318,5 MPa, siendo la pérdida de excentricidad del cable medio equivalente de 13,7 cm. Las juntas de la dovela de apoyo, en el momento de la rotura están comprimidas en un tercio de su altura.

El alto valor de γ_q necesario para alcanzar la rotura por sollicitaciones normales en el puente hiperestático se justifica por la importante redistribución de esfuerzos producida entre las distintas secciones de la estructura a partir de la apertura de junta. En la figura 7.9 puede apreciarse este extremo. En cualquier caso, esta reserva de resistencia no puede usarse para el dimensionamiento del pretensado, porque, de evaluarse la capacidad resistente del puente asumiendo que las secciones de junta rompen cuando la deformación del hormigón en compresión ϵ_{II} alcanza el 3,5‰, el pretensado necesario sería tan débil que sería el ELS de descompresión el que pasaría a condicionar la presolicitación necesaria.

El cortante que atraviesa la junta de apoyo en el momento de alcanzarse el ELU-EC2 en el modelo es resistido sin problemas en esa sección, donde todavía no se ha alcanzado el Estado Límite de Descompresión. El cortante que producen las cargas exteriores en la sección de apoyos V_d tiene un valor de 9,29MN. Este esfuerzo cortante queda parcialmente compensado desde tercios de luz hasta el apoyo por el cortante de pretensado V_p , de valor 5,39MN. En el momento de alcanzarse el ELU de sollicitaciones normales, para $\gamma_q=5,0$ el cortante en la sección de apoyo producido por las cargas exteriores V_d alcanza 13,8MN. El cortante de pretensado V_p , calculado en la geometría sin deformar y teniendo en cuenta el incremento de tensión del acero activo $\Delta\sigma_p$ tiene un valor de 6,790MN. El valor de V_p sube hasta 7,676MN si se calcula en teoría de segundo orden. El valor del cortante efectivo V_{rd} ($V_{rd}= V_d-V_p$) asciende a 6,124MN (considerando $V_p=7,676$) y es claramente inferior a la respuesta de la junta si se considera que todo el forjado es susceptible de transmitir tensiones tangenciales ($V_u=27,6MN$) y superaría la resistencia de la junta si se limita la transmisión de tensiones tangenciales a la zona del alma ($V_u=3,87MN$).

De los campos vectoriales de tensiones principales obtenidos en los análisis, en la figura 7.10 se muestran los obtenidos al alcanzarse el Estado Límite Último según los criterios del EC-2 ($\gamma_q=1,50$) y en la figura 7.11 aquellos obtenidos en la fase previa a la rotura por flexión ($\gamma_q=1,90$).

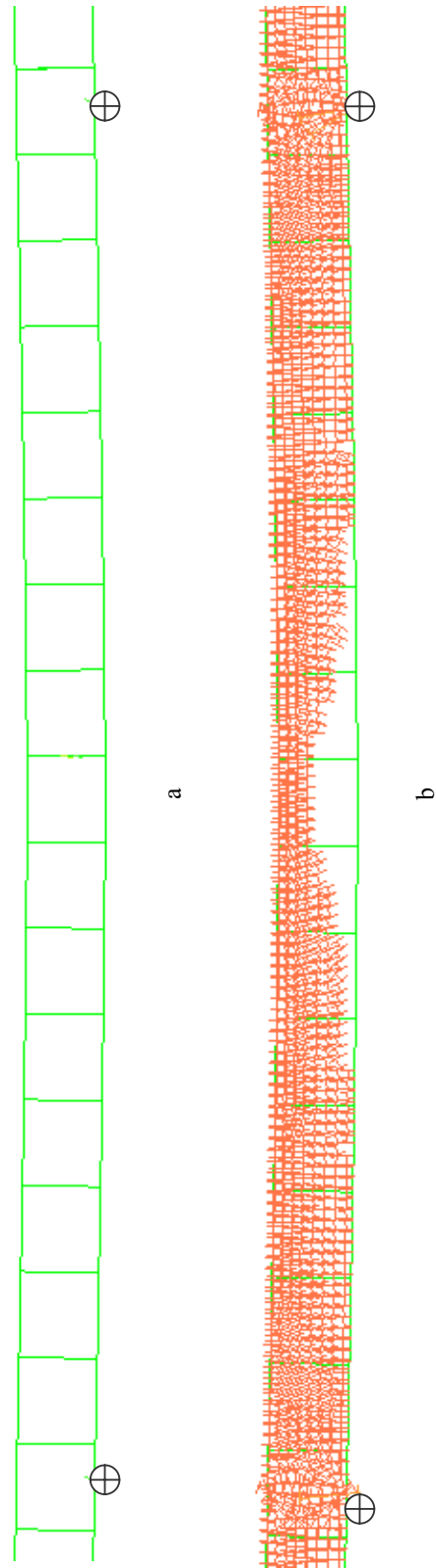


Figura 7.10. Campo de tensiones bajo carga última (criterio EC-2) obtenido en el ensayo numérico del puente hiperestático. ($\gamma_q=1,90$).
a) Tensiones principales de tracción ($\sigma_I > 2,0 \text{ MPa}$);
b) Tensiones principales de compresión ($\sigma_{II} > 2,5 \text{ MPa}$).



Figura 7.11. Campo de tensiones previo a la rotura por flexión obtenido en el modelo numérico del puente hiperestático. ($\gamma_q=5,00$).
 a) Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{11}| > 2,5 \text{ MPa}$); b) Tensiones principales de compresión ($|\sigma_{11}| > 6,5 \text{ MPa}$);
 c) Detalle dovela apoyo. Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{11}| > 2,5 \text{ MPa}$); d) Detalle dovela central. Tensiones principales de tracción ($|\sigma_{11}| > 2,5 \text{ MPa}$).

En la figura 7.10a se dibuja el campo de tensiones principales de tracción σ_I de valor absoluto mayor que 2,50 MPa. Las tracciones están ausentes de la práctica totalidad del vano central. Sólo existen pequeñas tensiones de tracción ($|\sigma_I| < 3,0 \text{ MPa}$) próximas a la junta abierta. La figura 7.10.b muestra el campo de tensiones principales de compresión σ_{II} ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$). Todas las secciones de la viga se encuentran comprimidas, salvo en las inmediaciones del forjado inferior la dovela central. La tensión máxima $\sigma_{II\text{max}}$ en la dovela central es de 9,5 MPa ($\sigma_{II\text{max}} = 0,3f_{ck}$). En las dovelas de la estructura que se encuentran totalmente comprimidas, son las almas las encargadas de transmitir el cortante. En las dovelas con junta cerrada, las importantes tensiones de compresión existentes impiden que las tensiones tangenciales produzcan fisuración diagonal en el alma ($|\sigma_I| < 0,5 \text{ MPa}$).

La figura 7.11 corresponde al Estado Límite Último de solicitaciones normales ($\gamma_q = 5,00$). La figura 7.11.b muestra el campo de tensiones principales de compresión σ_{II} ($|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$). Las tensiones principales de compresión dibujan un arco que nace de los apoyos y pasa por el forjado superior en el centro de luz. La importante apertura de junta que se produce en las juntas de la dovela central, hace que las compresiones se acumulen en el forjado superior, donde las tensiones de compresión σ_{II} alcanzan los 35 MPa. Gracias a la inclinación de las tensiones de compresión es posible equilibrar el cortante. En la dovela de apoyo, sin embargo, las compresiones se concentran fundamentalmente en el forjado inferior. Además, se marca fuertemente una biela comprimida vertical como consecuencia de las compresiones verticales inducidas por las fuerzas de desviación y por la reacción de los apoyos. La figura 7.11.a muestra como aparecen importantes tensiones de tracción en muchas partes de la estructura. En concreto, la figura 7.11.c muestra como en las dovelas de apoyo, las tensiones de tracción son muy significativas $|\sigma_I| > 10,0 \text{ MPa}$. La figura 7.11.d muestra el mismo efecto en la dovela de centro luz.

En la tabla 7.7 se recogen los principales resultados obtenidos con el modelo. En ella se incluyen los incrementos de tensión en el acero de pretensado $\Delta\sigma_p$, la flecha en el centro luz del vano central f_{cl} , la apertura de la junta J1 de la dovela de apoyo (ver figura 7.7.a), la apertura de la junta J2 de la dovela de centro luz y la pérdida de excentricidad del acero de pretensado en la sección de centro luz del vano central. Nótese que en el momento de alcanzarse el ELU- ϵ_{II} la junta J2 de centro luz tiene una mayor apertura que la junta de la dovela de apoyo J1.

	γ_q	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	f_{cl} (cm)	Apertura J1 (cm)	Apertura J2 (cm)	Δe (cm)
ELS	1,40	13,5	2,3	-	-	0,4
ELU (EC-2)	1,90	21,4	3,7	-	0,1	0,8
ELU (ϵ_{II})	5,00	318,5	41,8	1,2	4,3	13,7

Tabla 7.7. Resumen de resultados del modelo de puente hiperestático

7.3. MODELO DE PUENTE ISOSTÁTICO CON FISURACIÓN DISCRETA

Como se ha puesto de manifiesto en el apartado anterior, el criterio de dimensionamiento de los puentes isostáticos es el ELU. De seguirse las indicaciones del EC2 en el dimensionamiento, el control de la apertura de la junta crítica implica que las tensiones de tracción existentes en la estructura son lo suficientemente pequeñas como para no comprometer su resistencia a flexión. Sin embargo, si se apura el dimensionamiento de modo que en ELU gran parte de la junta crítica quede descomprimida, la magnitud de las tensiones de tracción que aparecen y su orientación hacen temer por la integridad de la estructura. En las estructuras hiperestáticas no se plantea esta disyuntiva, ya que dimensionar la estructura para que en ELU los forjados rompan por solicitaciones normales implica no satisfacer el criterio de descompresión de las juntas el Estado Límite de Servicio.

Así pues, en este apartado, se modeliza nuevamente el puente isostático presentado en §7.2.1. En este nuevo modelo se ha introducido una fisura diagonal en la dovela central, con objeto de estudiar si las tensiones de tracción detectadas en las inmediaciones de la junta abierta pueden llegar a comprometer la resistencia a flexión.

En la figura 7.12.a se muestra un detalle de la geometría de la dovela central del modelo que incluye la geometría de la potencial fisura que puede formarse partiendo del centro de gravedad de la sección en el plano de junta. En la figura 7.12.b se muestra la malla de la dovela central, que se adapta a la geometría de la misma a base de elementos rectangulares de cuatro nodos y de elementos triangulares de tres nodos. Para la modelización de la fisura, en un principio se emplearon elementos tipo junta de 2+2 nodos, con una ecuación constitutiva que numéricamente queda definida por los parámetros recogidos en la tabla

6.5. Dada la imposibilidad de alcanzar la convergencia en los análisis, se optó por simplificar el modelo y eliminar los elementos tipo junta presentes en la parte inclinada de la fisura, dejando únicamente los elementos presentes en la parte vertical de la fisura, para asegurar la continuidad del forjado superior.

En lo que respecta al resto de las características del modelo y al proceso de carga, en todo se ha seguido lo descrito en §7.2.1.

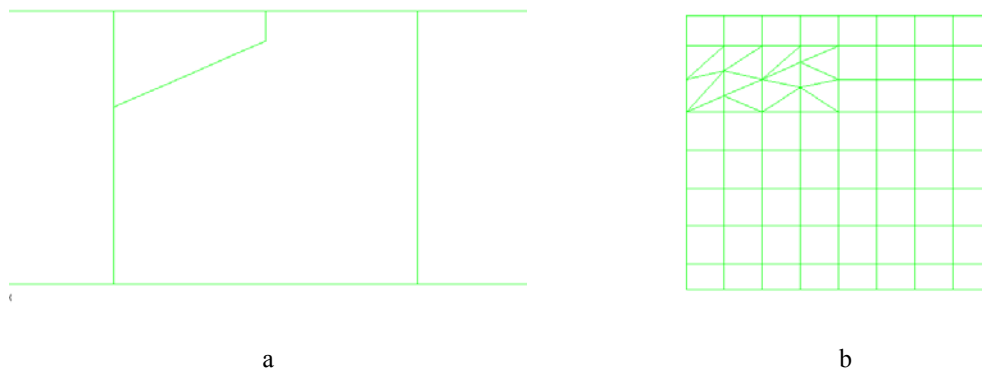


Figura 7.12. Detalle de la geometría de la dovela central del modelo con fisura discreta (a) y detalle de la malla usada en el análisis (b)

La introducción de esta fisura, de geometría arbitraria, no compromete la capacidad a flexión de la estructura, que rompe para un coeficiente de mayoración de la sobrecarga $\gamma_q=1,9$. En la figura 7.13.a se presenta un detalle de la geometría deformada del modelo para $\gamma_q=1,9$, en el que se incluye el campo de tensiones principales de tracción ($|\sigma_1|>2,0\text{MPa}$). Si se compara éste con el campo de tensiones principales de tracción que se obtenía con el modelo en el que la fisuración en el seno de la dovela no era modelizada (figura 7.13.b) se aprecia un campo de tensiones principales bien distinto. En primer lugar, las tensiones principales de tracción desaparecen bajo la fisura en la proximidad de la junta. En segundo lugar, las tensiones de tracción a las que se ve sometida la dovela en el modelo fisurado son mucho menores que aquéllas del modelo sin fisuración.

Los resultados obtenidos con este último modelo indican cómo las tensiones de tracción que aparecen en el seno de la dovela en la proximidad de la rotura no son imprescindibles para asegurar el equilibrio, surgiendo únicamente por la necesidad de compatibilizar las deformaciones entre el forjado superior (muy solicitado) y el resto de la dovela.

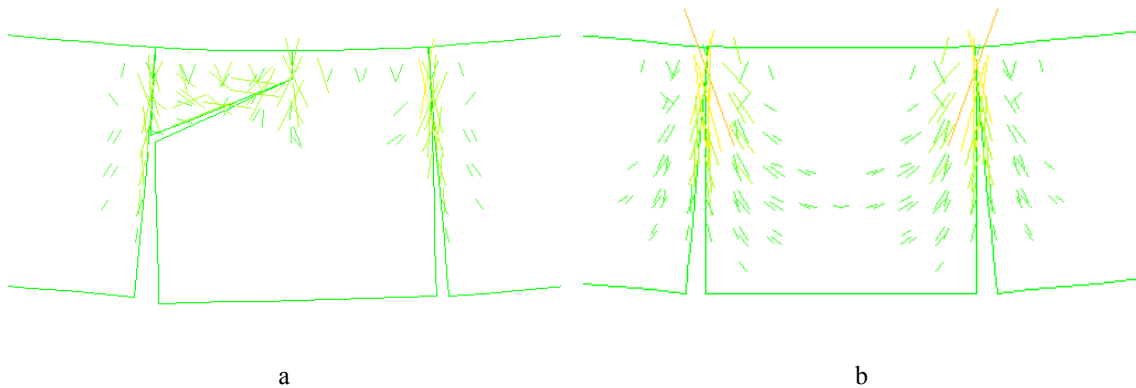


Figura 7.13. Comparación entre los campos de tensiones principales de tracción obtenidos con los distintos modelos: a) modelo de fisura discreta; b) modelo sin fisuración

7.4. CONCLUSIONES

Aunque sólo han sido dos los ejemplos de puentes de hormigón con pretensado exterior y junta seca presentados en este capítulo, hay una serie de conclusiones que se pueden extraer de su análisis con carácter general.

El dimensionamiento de este tipo de estructuras siguiendo el criterio propugnado por el Eurocódigo 2 conduce a un estado tensional en Estado Límite Último en el que no aparecen tracciones significativas salvo en las zonas de anclajes. En estructuras hiperestáticas, las limitadas rotaciones acumuladas por las secciones en el momento de alcanzar el ELU-EC2 impiden aplicar el cálculo plástico en la determinación de los esfuerzos.

En puentes isostáticos, donde es el ELU el que condiciona el dimensionamiento, se puede elegir entre aplicar el criterio del EC2 o el criterio de limitar la deformación máxima del hormigón en rotura para el dimensionamiento. En puentes hiperestáticos, sin embargo, un dimensionamiento que aproveche la redistribución de esfuerzos conduce a un pretensado que no satisface las condiciones de servicio.

En dovelas con junta cerrada, el cortante se transmite por las almas, en toda su altura. En el seno de las dovelas con juntas abiertas, la transmisión de cortante se limita a la zona comprimida, debido al efecto arco. En estructuras isostáticas, cuando la altura de la fibra neutra alcanza el forjado superior, se forma un gran arco comprimido que nace de los anclajes del pretensado. En estructuras hiperestáticas, con las juntas de las dovelas de apoyo y de centro luz abiertas al máximo, se forma para cada vano un gran arco comprimido que nace de los apoyos.

Las juntas abiertas entre dovelas permiten transmitir sin problemas los cortantes de sollicitación. Las junta de centro luz siempre están sometida a cortantes débiles. Las juntas de las dovelas de apoyo, tanto en puentes isostáticos como hiperestáticos, permanecen siempre cerradas para las sollicitaciones de diseño.

Dimensionar los puentes isostáticos usando el criterio de limitar la deformación máxima del hormigón en rotura implica cuidar los detalles de armado de las dovelas. Aunque el modelo con fisuración discreta y los ensayos demuestran que las tensiones de tracción que surgen en las inmediaciones de la junta abierta y las tensiones tangenciales de rasante entre alma y forjados no son necesarias para equilibrar las cargas exteriores, parece oportuno disponer una armadura mínima que controle la fisuración en estadios próximos a rotura. En cualquier caso, el criterio de dimensionamiento de esta armadura no debe ser, como proponen algunos autores, la suspensión del esfuerzo cortante en las inmediaciones de la junta abierta. La transmisión de las tensiones tangenciales en la totalidad del ancho del forjado induce un incremento de la flexión transversal que deberá tenerse en cuenta en el dimensionamiento de la armadura transversal.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo de investigación se ha presentado un estudio sobre el comportamiento de los puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca, haciendo especial hincapié en su capacidad resistente a cortante. Para ello se ha realizado previamente una exhaustiva investigación bibliográfica de los trabajos teóricos y experimentales desarrollados por otros investigadores acerca de los mecanismos de transmisión de tensiones tangenciales en estas estructuras, y de la normativa vigente.

Se han presentado asimismo unos ensayos de cortante sobre paneles de hormigón convencional para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas. Estos paneles, por su geometría y modo de fabricación, simulaban de forma realista el comportamiento de las juntas en puentes. Se describen asimismo ensayos realizados sobre vigas con distinto grado de pretensado sometidas a flexión y a cortante, diseñadas con objeto de estudiar el comportamiento estructural en las inmediaciones de la junta abierta.

Paralelamente a los ensayos descritos en el párrafo anterior, se realizaron ensayos similares en los que, en lugar de hormigón convencional, se empleó hormigón reforzado con fibras de acero. En los ensayos a cortante sobre paneles se evaluaba el potencial incremento de resistencia y ductilidad de las juntas aportado por las fibras. En los ensayos a flexión y cortante sobre vigas se estudió la posibilidad de sustitución total o parcial de la armadura de cortante en estas estructuras. Todos estos ensayos fueron realizados dentro del grupo de Puentes de la UPC

Tanto los resultados obtenidos en los ensayos UPC, como los de los ensayos estudiados en la bibliografía, se han comparado con la formulación existente para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas conjugadas propuesta por distintos investigadores y normativas.

En esta tesis se presenta un modelo de junta basado en el Método de los Elementos Finitos para estudiar la transmisión de cortante entre juntas conjugadas. El modelo está elaborado con elementos tipo junta a los que se les confiere un comportamiento de rozamiento coulombiano y que modeliza la junta (y sus llaves conjugadas) con su geometría. Este modelo es aplicado a modelizar el comportamiento de los ensayos de paneles.

Este mismo modelo de junta es aplicado a estudiar el comportamiento de los ensayos efectuados sobre vigas, de los que se ha realizado un completo análisis no lineal en teoría de segundo orden. El comportamiento no lineal del hormigón en compresión ha sido tenido en cuenta, y la fisuración observada en los ensayos ha sido reproducida con modelos de fisuración discreta. Otro modelo de junta, un modelo de junta plana que modeliza el comportamiento medio de la junta en la zona de llaves con elementos tipo junta dotados de un modelo de comportamiento de rozamiento cohesivo, también ha sido aplicado al estudio de los ensayos de vigas.

Finalmente, el modelo de junta plana ha sido aplicado al estudio de puentes. Un puente isostático y un tramo de cinco vanos de puente hiperestático, formado por los vanos comprendidos entre juntas de dilatación, han sido analizados hasta rotura. En el análisis, realizado en teoría de segundo orden, se ha considerado el comportamiento no lineal del hormigón en compresión.

Las principales conclusiones derivadas de todos estos trabajos se resumen en este capítulo.

8.2. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones extraídas de este trabajo de investigación se han estructurado en cuatro bloques: referentes a los trabajos experimentales, referentes a los modelos, referentes a la respuesta a cortante y referentes a los criterios de diseño.

8.2.1. Conclusiones referentes a los ensayos de vigas y paneles

De los ensayos realizados sobre paneles se concluye que la adición de fibras al hormigón no aumenta la capacidad de resistencia a cortante de las juntas de los paneles, rompiendo los paneles SFRC para cargas muy similares a sus paneles homólogos PC. La diferencia esencial entre los paneles se encuentra en el comportamiento post-pico de las llaves conjugadas, que resulta mucho más tenaz en aquéllas de hormigón con fibras que en las constituidas por hormigón convencional. En estas últimas la rotura es frágil.

La fisuración observada en las llaves es variada, respondiendo a patrones que hacen sospechar un exceso de tensiones normales, un exceso de tensiones tangenciales o unas elevadas flexiones locales en la llave. En los ensayos se observa que, a pesar de estar todas las llaves del panel profusamente fisuradas, la junta sigue transmitiendo carga. El elevado grado de fisuración que afecta simultáneamente a todas las llaves de una junta en los estadios previos a rotura, permite argumentar a favor de una distribución de esfuerzos últimos en la junta, proporcional a las resistencias de cada llave, que a su vez dependen del nivel de compresiones al que se ven sometidas.

Los ensayos realizados sobre vigas nos permiten extraer conclusiones muy interesantes sobre el comportamiento de las estructuras con junta seca, a pesar de que su extrapolación a puentes reales deba ser realizada con cuidado. El hecho de que en la sección transversal de la viga no se guardara la proporcionalidad entre el ancho del forjado y el canto que se encuentran en la sección cajón de un puente real, (la relación entre el ancho del forjado y el canto de la viga es menor que en un puente real), la inserción de llaves de dimensiones reales en una viga de canto reducido, la propia geometría de las vigas, realizadas con dovelas de diferentes longitudes, y las cargas introducidas, todas ellas puntuales y no repartidas, hace que la extrapolación a puentes reales no sea directa.

Es evidente que la presencia de la junta representa un punto de debilidad en la estructura. Aunque las vigas no rompen estrictamente por el plano de la junta, como sucedía en los paneles, a partir de la junta surge una fisuración que termina por agotar la estructura. La rotura por cortante en las vigas no es seccional, como en flexión, sino espacial. El mapa de fisuras que se dibuja en la zona próxima a la junta, parece estar muy influido por la profundidad de la fibra neutra, o al menos, por el número de llaves en contacto. El mapa de fisuras que justifica la colocación de armadura de suspensión en la

proximidad de juntas abiertas no aparece. Es más, la armadura convencional de cortante no parece ser efectiva en estos ensayos, resistiendo las vigas provistas de cercos, esfuerzos cortantes últimos muy similares a vigas análogas de SFRC sin armadura. La forma de rotura del forjado, con fisuras que lo atraviesan de lado a lado, parece apoyar la teoría de un forjado colaborante en la transmisión de tensiones tangenciales en todo su ancho.

8.2.2. Conclusiones referentes a los modelos

Se ha ajustado un modelo de junta que reproduce los resultados de los ensayos de los paneles en su fase elástica. La elección del coeficiente de rigidez axial de la junta k_n es fundamental a la hora de determinar los esfuerzos entre las distintas llaves en la fase elástica. Este coeficiente permite modelizar de manera sencilla el hecho de que el contacto entre dovelas en las juntas no sea un medio continuo infinitamente rígido, sino que esté formado por el contacto de dos superficies rugosas, cuyas protuberancias van entrechocando con compresiones crecientes. Valores entre 25000 y 50000 MN/m³ son los que mejor ajustan los resultados experimentales.

Se intentó asimismo modelizar el comportamiento de las juntas conjugadas con elementos de contacto. El modelo era excesivamente inestable y los resultados no eran coherentes ni en tensiones, ni en deformaciones, aún para los primeros estadios de carga. Con objeto de simular el comportamiento bajo carga última de los paneles y evaluar numéricamente la resistencia aislada de cada llave se procedió a modelizar el comportamiento no lineal en tracción del hormigón. Los modelos empleados fueron tres: un modelo de plasticidad, el de las tensiones principales de Rankine, y dos modelos de fisuración distribuida (smeared crack model y total strain crack model). Ninguno de ellos permitió simular la rotura de las llaves.

Se ha ajustado un modelo de análisis numérico que reproduce satisfactoriamente los resultados obtenidos en el laboratorio en vigas de dovelas de hormigón con junta seca y pretensado exterior. Mediante el empleo de elementos tipo junta a los que se le asigna un comportamiento de rozamiento coulombiano, se puede simular la apertura de junta. Si la fisuración en el seno de la dovela es importante, es necesario modelizar ésta, ya que la rigidez de la estructura está muy influenciada por la progresión de la fisura. En el modelo es necesario incluir el comportamiento no lineal en compresión del hormigón y realizar el análisis en teoría de segundo orden.

Se ha ajustado asimismo un modelo de junta plana que permite acometer el análisis de puentes completos, sin necesidad de modelizar las juntas con su geometría. Esto implica que se pueden estudiar con modelos sencillos, con los importantes ahorros en tiempo de computación que esto conlleva. La sencillez de los modelos, que pueden confeccionarse con elementos regulares, redundan en una mayor estabilidad numérica de los análisis.

8.2.3. Conclusiones referentes al cortante último respuesta

La existencia de llaves conjugadas aumenta la resistencia de la junta. La formulación propugnada por la AASHTO se confirma como la más eficaz a la hora de evaluar esta resistencia. La AASHTO propone la fórmula del prof. Breen (ecuación 8.1), aplicando un coeficiente de seguridad en la respuesta $\phi_j = 0,75$.

$$V_u = A_k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (0,2048 \cdot \sigma_n + 0,9961) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad \text{Ecuación 8.1}$$

donde A_k es el área de todas las llaves en el plano de rotura (figura 3.30)

f'_c es la resistencia del hormigón a compresión en MPa

σ_n es la tensión de compresión media en el plano de la junta

A_{sm} es el área de contacto entre superficies lisas en el plano de rotura (figura 3.30)

Esta fórmula separa el cortante que la junta es capaz de transmitir por las llaves A_k y el cortante que es capaz de transmitirse por la superficie lisa entre llaves A_{sm} . El coeficiente de rozamiento entre las superficies de hormigón μ_1 toma un valor de 0,6, muy similar al coeficiente de rozamiento medido en los ensayos de paneles UPC. Los valores de la cohesión c y el rozamiento interno μ_2 se hacen depender de la resistencia a tracción del hormigón, imponiendo que cuando las tensiones tangenciales en el seno de la llave hacen que se alcance la tensión principal de tracción, las llaves rompen.

Sería recomendable una revisión de la formulación de las recomendaciones españolas que evalúa el cortante último respuesta de las juntas para adaptarlas a la normativa americana y para hacerlas capaces de reproducir los resultados procedentes de la experimentación.

Los análisis numéricos efectuados nos confirman que el mecanismo resistente de este tipo de vigas es espacial y no seccional. Ante carga creciente la estructura responde con un mecanismo tipo arco. Es posible dibujar en el seno del hormigón un modelo de bielas comprimidas capaz de resistir las cargas actuantes en Estado Límite Último sin necesidad de barras pasivas traccionadas, encontrándose los tirantes del modelo materializados por los

cables de pretensado. Dicho de otro modo, en las vigas se forma un mecanismo resistente que permite la formación de un esquema resistente a flexión y cortante sin necesidad de armadura convencional. La transmisión de tensiones tangenciales se asocia a la existencia de tensiones de compresión, de modo que todo el forjado es susceptible de transmitir cortante.

Además, las juntas abiertas entre dovelas permiten transmitir sin agotar su resistencia los cortantes de sollicitación. Las junta de centro luz siempre están sometida a cortantes débiles. Las juntas de las dovelas de apoyo, tanto en puentes isostáticos como hiperestáticos, permanecen siempre cerradas para las sollicitaciones de diseño.

8.2.4. Conclusiones referentes a los criterios de dimensionamiento.

En puentes isostáticos es el ELU el que condiciona el dimensionamiento del pretensado. En puentes hiperestáticos, sin embargo, puede ser el ELS de descompresión de las juntas o el ELU el que condicione el dimensionamiento del pretensado. Los momentos hiperestáticos de pretensado, que responden a una ley de momentos flectores positiva, hacen que sean las secciones de centro de vano las secciones críticas en estas estructuras.

El dimensionamiento de este tipo de estructuras siguiendo el criterio propugnado por el Eurocódigo 2, que impone que en todo momento las secciones permanezcan comprimidas en al menos dos tercios de su canto, conduce a un estado tensional en Estado Límite Último en el que no aparecen tracciones significativas en el seno del hormigón salvo en las zonas de anclajes. En estructuras hiperestáticas, las limitadas rotaciones acumuladas por las secciones en el momento de alcanzar el ELU-EC2 impiden aplicar el cálculo plástico en la determinación de los esfuerzos. Desde el punto de vista del análisis, este criterio no sólo permite emplear el cálculo elástico en la determinación de esfuerzos, sino despreciar asimismo el incremento de tensión de pretensado, la no linealidad del hormigón y la pérdida de excentricidad del cable en la respuesta.

El dimensionamiento de puentes de dovelas con pretensado exterior y junta seca permitiendo que el hormigón alcance deformaciones de compresión de 0,0035 no sería viable en estructuras hiperestáticas. De disponerse la cuantía de pretensado necesaria para evitar la rotura por sollicitaciones normales en un puente hiperestático, la estructura no satisfaría el estado límite de servicio de descompresión de las juntas. En caso de utilizar este criterio de dimensionamiento en puentes isostáticos y permitir que la fibra neutra se

sitúe en el forjado superior en las juntas de las dovelas centrales, habrá que tener en cuenta, como se ha demostrado en esta tesis, que la existencia de tensiones tangenciales en estas estructuras está asociada a la existencia de compresiones en el hormigón, siendo el efecto arco el responsable de la transmisión del cortante. Así, por un lado, habrá que disponer la armadura transversal necesaria de modo que se asegure que la flexión transversal producida por las tensiones tangenciales que cruzan la junta de forjado no comprometa la capacidad de la estructura; y por otro lado, en opinión del autor, queda vacío de sentido el dimensionamiento de la armadura transversal del alma con la intención de suspender el cortante que atraviesa la junta abierta.

Sin embargo, en las superficies de unión entre almas y forjados de la dovela central, bajo carga última, con la fibra neutra ubicada en el forjado comprimido, han de desarrollarse unas altas tensiones tangenciales de rasante que sean capaces de compatibilizar las deformaciones entre un forjado comprimido y el resto de la dovela, que no está solicitada longitudinalmente. Aunque en los ensayos realizados sin armadura convencional la fisuración por rasante no llegaba a agotar la estructura, parece razonable disponer un mínimo de armadura para absorber estas tensiones tangenciales de rasante entre el forjado y el alma. Los resultados que se obtuvieron en las vigas, con un forjado de 0,60m·0,10m y un alma de 0,10m de anchura, con toda seguridad, hubieran sido bien distintos de tratar de solidarizar un forjado de 12,70m·0,30m con dos almas de 0,40m de anchura.

Habida cuenta de que estas estructuras son muy sensibles a la cuantía de pretensado dispuesto, de tal manera que incrementos en el axil de pretensado de un 5 o un 10 % permiten aumentar notablemente el coeficiente de seguridad de la estructura; el autor opina que el criterio resistente que debería usarse para dimensionar el pretensado es el propugnado por el EC-2. En estructuras hiperestáticas, imponer que las juntas siempre permanezcan comprimidas en dos tercios de su altura conduce a cuantías de pretensado muy similares a las que conduce el Estado Límite de Servicio de descompresión de las juntas. En puentes isostáticos, la diferencia entre satisfacer los criterios del EC2 o dimensionar limitando la deformación de compresión máxima conduce a incrementos del pretensado dispuesto del orden del 10% (y el consiguiente aumento de la armadura pasiva en anclajes y desviadores). Este incremento de pretensado permitiría que, en ELU, no

aparecieran tracciones significativas en el seno de la dovela. Las tracciones que surgen en las inmediaciones de la junta abierta fisuran notablemente la dovela, siendo la eficacia de la armadura convencional muy limitada en su función de controlar esta fisuración, como se ha puesto de manifiesto en los ensayos. Según el autor, y a la luz de los estudios realizados, la economía de este tipo de puentes ha de buscarse en la rapidez de su proceso constructivo y no en el dimensionamiento estricto del pretensado.

Veíamos en el capítulo 3 como Falkner propone aumentar la cuantía transversal de armadura para resistir en estos puentes las sollicitaciones conjuntas de flexión, torsión y cortante, con respecto a la dispuesta en un cajón monolítico. Vista la poca eficacia demostrada por la armadura transversal presente en las inmediaciones de las juntas abiertas, el autor propondría una tercera condición que guíe el dimensionamiento del pretensado en este tipo de estructuras. Además de impedir alcanzar la descompresión de las juntas bajo cargas de servicio y de limitar la descompresión de las juntas a un tercio del canto de la sección bajo las cargas de diseño (ELU-EC2); el autor recomendaría que, en ELU y bajo las sollicitaciones que producen los momentos torsores máximos en estas estructuras, las juntas permaneciesen comprimidas. Esta medida permitiría a la estructura resistir los momentos torsores máximos con la rigidez completa de la sección cajón. Dado que la hipótesis de sobrecarga que produce los torsores máximos y la que produce los momentos flectores máximos son incompatibles, esta condición conduciría a cuantías de pretensado muy similares a las que conducen las dos precedentes. En los ejemplos estudiados, el cumplimiento de esta condición no modificaría el pretensado dispuesto.

Por último, aún en el caso de que el pretensado se dimensione siguiendo el criterio propugnado por el EC-2, la sustitución de la totalidad de la armadura pasiva en las dovelas (salvo en zonas de desviadores y anclajes) por fibras en el hormigón no deja de ser, en opinión del autor, más que una utopía. La armadura transversal se dimensiona en este tipo de estructuras para resistir el esfuerzo cortante, el rasante, la torsión y la flexión transversal; y para controlar la posible fisuración originada por temperatura y retracción. La fisuración por temperatura y retracción quedaría perfectamente controlada por la adición de fibras. La inclusión de fibras podría contribuir a resistir las tensiones tangenciales generadas por el cortante de diseño no compensado por el pretensado y las inducidas por los momentos torsores. La flexión transversal y el rasante en el forjado superior podrían resistirse

pretensando éste transversalmente. Dada la limitada capacidad de las fibras metálicas para aumentar la resistencia a flexotracción, y resuelta la flexión de la losa superior con armadura activa, el problema de la flexión transversal quedaría ahora sin resolver en las almas y en el forjado inferior.

8.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Son fundamentalmente tres las posibles líneas de investigación por las que se puede proseguir el trabajo desarrollado en esta tesis.

En primer lugar, parece necesario ampliar el número de puentes estudiados, barriendo más rangos de luces y otras relaciones de esbeltez. En este estudio se han presentado dos únicos ejemplos, un puente isostático y un puente hiperestático. Sería conveniente comprobar que las generalizaciones que se han realizado a partir de estos dos ejemplos se cumplen en la mayoría de los casos reales.

En segundo lugar, se plantea la posibilidad de eliminar las llaves conjugadas dispuestas en las juntas. En puentes de dovelas contruidos por voladizos sucesivos es imprescindible disponer llaves conjugadas que permitan la transmisión del cortante cuando la resina aún no ha endurecido. La necesidad de conseguir tan pronto como sea posible que la dovela ya colocada sea autoportante para poder proseguir el proceso de avance, unido a que la resina epoxy es un producto lubricante hasta que no polimeriza, impone el uso de llaves en las juntas. En puentes de dovelas con pretensado exterior, contruidos sobre cimbra, las llaves ya no tienen esta función. Habida cuenta de que las juntas son capaces de transmitir holgadamente las tensiones tangenciales de diseño que las solicitan y que no es infrecuente que estas llaves se rompan o se vean seriamente dañadas cuando la dovela es manipulada, se plantea la posibilidad de investigar sobre la construcción de puentes de este tipo con juntas planas, o, a lo sumo, con unas pocas llaves de centrado. La eliminación de las llaves permitiría, además, un mejor hormigonado de las juntas, disminuyendo el peligro de coqueas.

El último problema que en opinión del autor queda sin estar totalmente resuelto es la resistencia a torsión de estos puentes con sus juntas abiertas. Al permitirse la apertura de la junta ante las cargas que producen en la misma las máximas sollicitaciones de torsión, el autor entiende que sería conveniente proseguir la investigación sobre el comportamiento de

estas estructuras sometidas a cargas excéntricas tras superarse el Estado Límite de Servicio de descompresión de las juntas.

CAPÍTULO 9

BIBLIOGRAFÍA

A.A.S.H.T.O. (1977)

Standard Specifications for Highway Bridges

Washington, 1977

A.A.S.H.T.O. (1998)

Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges

Washington, 1998

A.T.E.P. (1970)

Puente sobre el río Almarail, Soria.

Realizaciones españolas. Madrid 1970, pp. 4-5

ACHE (2000)

Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero.

Monografía. Ache, junio 2000

ACI (1986)

State-of-the Art on Fiber Reinforced Concrete, ACI Committee 544, Report 544.4R-88

American Concrete Institute, Detroit, 1986

ACI (1994)

Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI Committee 544, Report 544.4R-88

American Concrete Institute, Detroit, 1994

ACI 318-77 (1977)

Building Code Requirements for Reinforced Concrete

American Concrete Institute, Detroit 1977

ALARCÓN, A. (2002)

Estudio teórico-experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono.

Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Octubre 2002.

ANLLÓ RODRÍGUEZ, M. (1996)

Análisis Experimental hasta Rotura de Vigas de Hormigón con Pretensado Exterior.

Tesina de Especialidad. Universitat Politècnica de Catalunya. Mayo 1996.

APARICIO, A. C. y RAMOS, G. (1993)

Estado actual de la técnica del pretensado exterior aplicada a puentes de carretera

MOPTMA, Madrid 1993

APARICIO, A. C. y RAMOS, G. (1996)

Pretensado exterior en puentes de carretera. Recomendaciones para la verificación de la seguridad frente a rotura por flexión.

MOPTMA, Madrid 1996

APARICIO, A.C. (1995)

Presente y futuro de los puentes con pretensado exterior

Cemento-Hormigón nº 748, IECA, Barcelona, Agosto, 1995, pp 840-865

APARICIO, A.C., RAMOS, G. et al (1998a)

Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior. Primera parte: vigas isostáticas.

Hormigón y Acero nº 209, ACHE, Madrid 1998

APARICIO, A.C., RAMOS, G. et al (1998b)

Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior. Segunda parte: vigas continuas.

Hormigón y Acero nº 209, ACHE, Madrid 1998

ASTM (1985a)

Standard Specification for Steel Fibers for Use in Fiber Reinforced Concrete, A 820-85, American Society for Testing and Materials, USA

ASTM (1985b)

Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading), C 1018-85

American Society for Testing and Materials, USA, 1985

ATEP (1996)

Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior.

Madrid. Septiembre 1996.

BAKHOUM, M. M. (1991)

Shear Behaviour and Design of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges
Ph. D Dissertation. Massachusetts Institute of Technology, 1991

BARRAGÁN, B.E. (2002)

Failure and Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete under Tension and Shear
Doctoral Thesis. Barcelona, March 2002

BARRAGÁN, B.E. et al. (2000)

A comparative study of the toughness of steel fiber reinforced concrete in tension, flexure and shear.

RILEM, Lyon, September 2000

BEATTIE, S. M. (1989)

Behavioral Improvements in Segmental Concrete Bridge Joints through the Use of Steel Fibers

MS Dissertation Massachusetts Institute of Technology, 1989

BEAUDOIN, J. J. (1990)

Handbook of Fiber-reinforced Concrete

Noyes Publications, New Jersey, 1990

BEKAERT (1995)

Dramix Guideline: Design of Concrete Structures – Steel Wire Fibre Reinforced Concrete Structures with or without Ordinary Reinforcement.

Bekaert, 1995

BPEL-91. (1992)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites

Groupe de coordination des textes techniques. Paris, avril, 1992

BREEN, J. et al.(1993)

Shear Strength of Segmental Structures.

Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp287-296.

BRITE-EURAM PROJECT BRPR-CT98-0813 (2000)

Test and Design Methods for SFRC

Report of Sub-task 1.2 A State of the Art Report

February 2000

BRUGGELING, A.S.G. (1990)

External Prestressing-a State of the Art. External Prestressing in Bridges .

ACI. SP-120. 1990.

BUYUKOZTURK, O. et al. (1990)

Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges

ASCE Journal of Structural Engineering. Dec. 1990. pp. 3380-3401

CARTER L. L.(1987)

Deviator Behavior in Externally Post-tensioned Bridges. Masters Thesis.

University of Texas at Austin. August 1987

DBV (1996a)

DBV-Merkblatt: Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau.(DBV-

Recommendation: Basis for Steel Fiber Reinforced Concrete in Tunnel Applications)

DBV, Eigenverlag, Wiesbaden 1996

DIANA (2002a)

User's Manual. Analysis Procedures.

TNO. Delft, 2002

DIANA (2002b)

User's Manual. Element Library.

TNO. Delft, 2002

DIANA (2002c)

User's Manual. Material Library.

TNO. Delft, 2002

EC 2 1-5 (1996)

UNE-ENV 1992-1-5 Reglas generales estructuras con tendones de pretensado exteriores o no adherentes.

AENOR, Abril 1996.

EC 2-2

UNE-ENV 1992-2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2. Puentes de hormigón.

Madrid, AENOR, 1997

EHE (1998)

Instrucción del hormigón estructural

Ministerio de Fomento, Madrid 1999

FALKNER, H. et al. (1993)

Prestressed Segmental Box Girders with Unbonded Tendons under Combined Torsion, Bending and Shear

Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 323-334.

FERNÁNDEZ CANOVAS, M. (1989)

Hormigón

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1989

- FOURÉ, B. et al. (1993a)
Flexural Behaviour of Externally Prestressed Concrete Beams, Monolithic or Made of Precast Segments.
Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp163-174.
- FOURE, B. et al. (1993b)
Shear Test on Keyed Joints between Precast Segments.
Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 297-319.
- GÓMEZ VALBUENA, D. (1995)
Ensayos a Rotura de Vigas de Hormigón con Pretensado Exterior.
Tesina de Especialidad. Universitat Politècnica de Catalunya. Mayo 1995
- HUANG, J. et al. (1993)
Design of Segmental Bridges under Combined Bending, Shear and Torsion
FE-study
Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 335-347.
- IAP (2000)
Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera : IAP
Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2000
- JSCE-SF5 (1984)
Method of Test for Compressive Strength and Compressive Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete
Japan Society of Civil Engineers. Concrete Library nº 3, 1984
- KOSEKI, K., BREEN, J.(1983)
Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges.
Texas State Department of Highways and Public Transportation. September 1983
- LI et al. (1996)
Structural Applications of Engineered Cementitious Composites
The Indian Concrete Journal, 1996
- LLOPART, S. (2001)
Estudio experimental de la respuesta a cortante de juntas secas de puentes de dovelas contruidos con hormigón con fibras.
Tesina de Especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Septiembre 2001
- LLOPART, S., POLO, T. et al (2002)
Ensayos sobre paneles de juntas de dovelas a cortante. Hormigón convencional frente a hormigón con fibras de acero.
II Congreso ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, noviembre 2002

MACGREGOR, R. J. G. (1989)

Evaluation of Strength and Ductility of a Three-span Externally Post-tensioned Box Girder Bridge Model. Ph. D. Dissertation. University of Texas at Austin. August 1989.

MC (1990)

Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural
Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid, 1995

MULLER, J.(1980)

Construction of the Long Key Bridge.

Journal of the Prestressed Concrete Institute. November-December 1980, pp 97-111.

NEMEGEER, D. (1996)

Design Guidelines for Dramix Steel Wire FRC
The Indian Concrete Journal, October 1996

News-Record (1979)

Epoxy Blamed for Crack in Bridge

Engineering News-Record, 26 de julio de 1979, p.13

OÑATE, E. (1992)

Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos
CIMNE, Barcelona, 1992

PCI (1978)

PCI Design Handbook

Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1978.

PIERNAGORDA, J. (2002)

Ensayo hasta rotura por cortante de vigas de dovelas

Tesina de especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Junio 2002

PIERNAGORDA, J., TURMO, J. et al (2002)

Ensayos a rotura por cortante de vigas de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca.

II Congreso ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, noviembre 2002

PODOLNY, W., MULLER, J.M. (1982)

Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges

John Wiley & Sons, 1982

POLO, T. (2001)

Estudio experimental de la respuesta a cortante de puentes de dovelas construidos con hormigón convencional.

Tesina de Especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Septiembre 2001

- RAMÍREZ AGUILERA, G. (1989)
Behavior of Unbonded Post-tensioning Segmental Beams with Multiple Shear Keys.
Master Thesis. University of Texas at Austin. January 1989.
- RAMOS, G.(1994)
Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior.
Tesis doctoral. Barcelona. Febrero, 1994
- RILEM TC 162-TDF (2000a)
Bending Test
Materials and Structures, vol 33, January-February 2000, pp. 3-5
- RILEM TC 162-TDF (2000b)
 σ - ϵ Design Method
Materials and Structures, vol 33, March 2000, pp. 75-81
- RILEM TC 162-TDF (2001)
Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete.
Materials and Structures, vol 34, January-February 2001, pp. 3-6
- ROBERTS, C. L. (1993)
Measurement Based Revisions for Segmental Bridge Design and Construction Criteria.
PhD Dissertation. The University of Texas at Austin. December 1993.
- ROMBACH, G. (2002)
Precast Segmental Box Girder Bridges with External Prestressing- Design and Construction
INSA, Rennes, Feb. 2002
- ROMBACH, G., SPECKER, A. (1998)
Bemessung von profilierten Segmentfugen Design of Segmental Joints
Externe Vorspannung und Segmentbauweise.
Ernst & Sohn, Berlin (1998)
- TAKEBAYASHI, T. et al (1994)
A full-scale destructive test of a precast segmental box girder bridge with dry joints and external tendons
Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, 1994
- THOMPSON, M. K.(1998)
Measured Behavior of a Balanced Cantilever Erected Curved Segmental Concrete Bridge.
Master Thesis.
The University of Texas at Austin, May 1998
- TURMO, J., BANTHIA, N. et al. (2002)
Estudio del comportamiento a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras
II Congreso ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, noviembre 2002

VIRLOGEUX, M. et al. (1993a)

External Prestressing. Historical and Modern Applications.

Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp13-35.

VIRLOGEUX, M. et al. (1993c)

Some Elements for a Codification of External Prestressing and of Precast Segments.

Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 449-466.

VIRLOGEUX, M. et al.(1993b)

Flexural Behaviour of Externally Prestressed Structures for Ultimate Loads.

Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp185-206.

VIRLOGEUX, M. P.(1990)

External Prestressing : from Construction History to Modern Technique and Technology.
External Prestressing in Bridges . ACI. SP-120. 1990.

WITTFOHT, H. (1984)

Building Bridges: History, Technology, Construction
Berlin. Beton-Verlag, 1984

ZALOCHI, R: F. et al. (2000)

Estudo experimental de apoios de altura reduzida em vigas com incorporação de fibras de aço.

IV Simposio EPUSP sobre Estructuras de Concreto, 2000

ZERBINO, R.L.(1986)

Hormigones reforzados con fibras

Ciencia y tecnología del hormigón, LEMIT, año 2, nº 3, 1986

ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L. (1989)

El método de los elementos finitos . Formulación básica y problemas lineales
CIMNE. Barcelona, 1994

ANEJOS

ANEJO A

ARMADO DE LAS VIGAS

A.1. ARMADO DE LAS VIGAS

En la figura A.1 se presenta el patrón de armado que se dispuso en toda la longitud de la viga V1-PC. El armado de la dovela V1-SFRC, varía de una dovela a otra. En la figura A.2 se muestra el armado de la dovela D3 (ver figura 4.26). Nótese que el alma queda desprovista de armadura. Las dovelas D1 y D2 fueron ejecutadas sin disponer armadura alguna, ni longitudinal, ni transversal, salvo en apoyos y desviadores. En la figura A.3 se aprecia la disposición de armaduras adoptada para las dovelas D1 y D2 (ver figura 4.27) de la viga V3. En la zona de cortante máximo se reforzó la armadura de cortante como se muestra en la figura A.4. En las figuras A.5 y A.6 se muestra el armado adoptado en anclajes y desviadores.

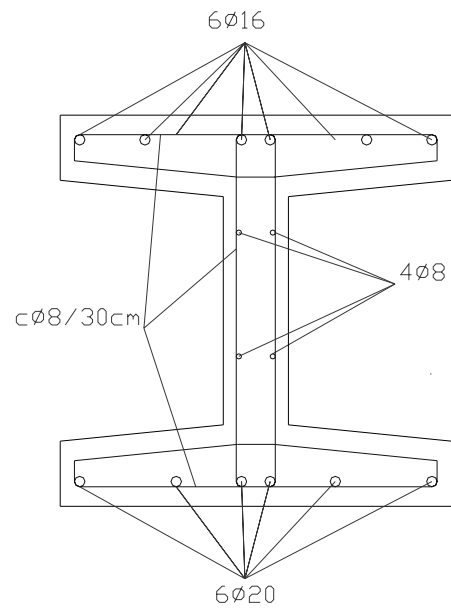


Figura A.1. Armado tipo de la viga V1-PC

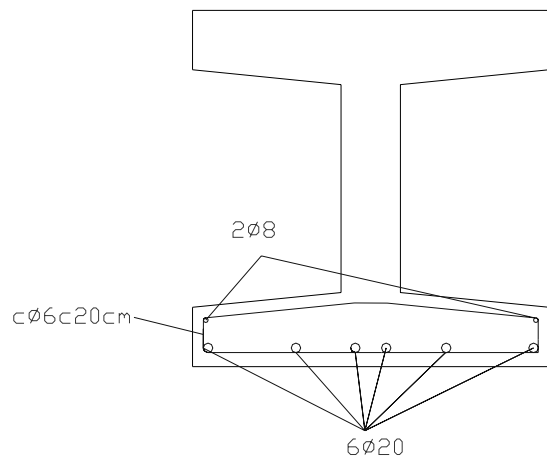


Figura A.2. Armado tipo de la viga V1-SFRC de la D3

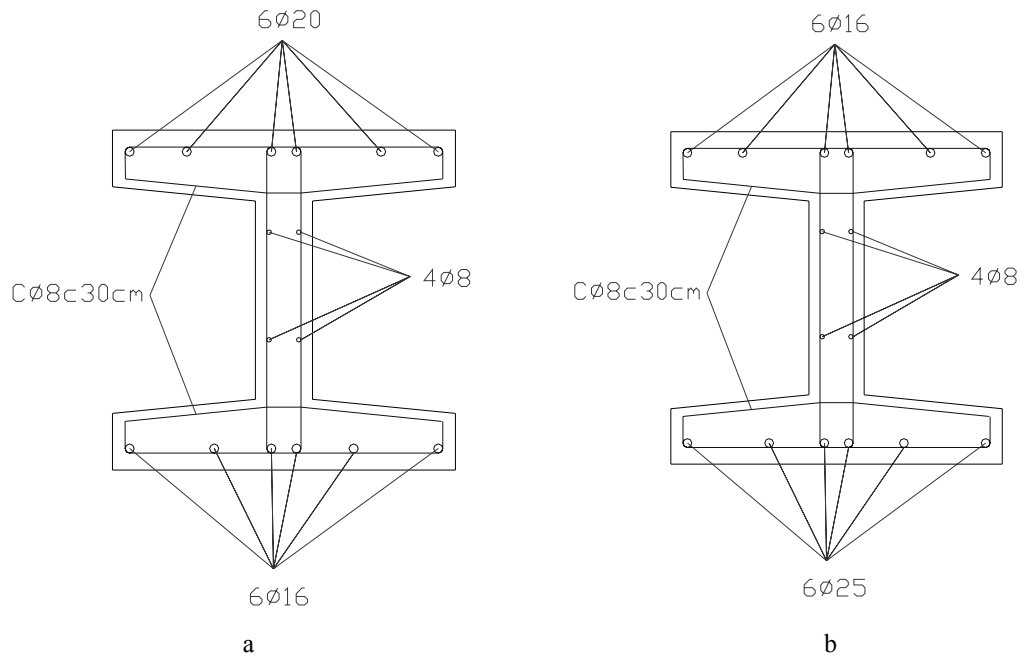


Figura A.3. Armado tipo de la dovela D1 (a) y de la dovela D2 (b) de la viga V3

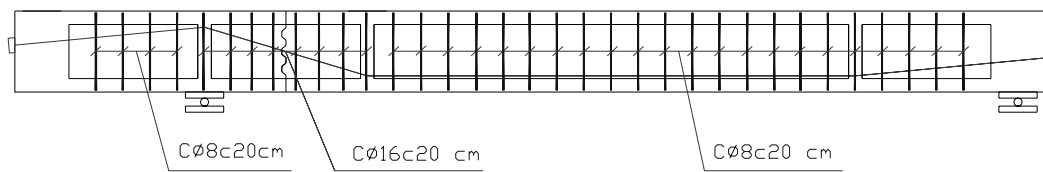


Figura A.4. Armadura de cortante de las vigas V3

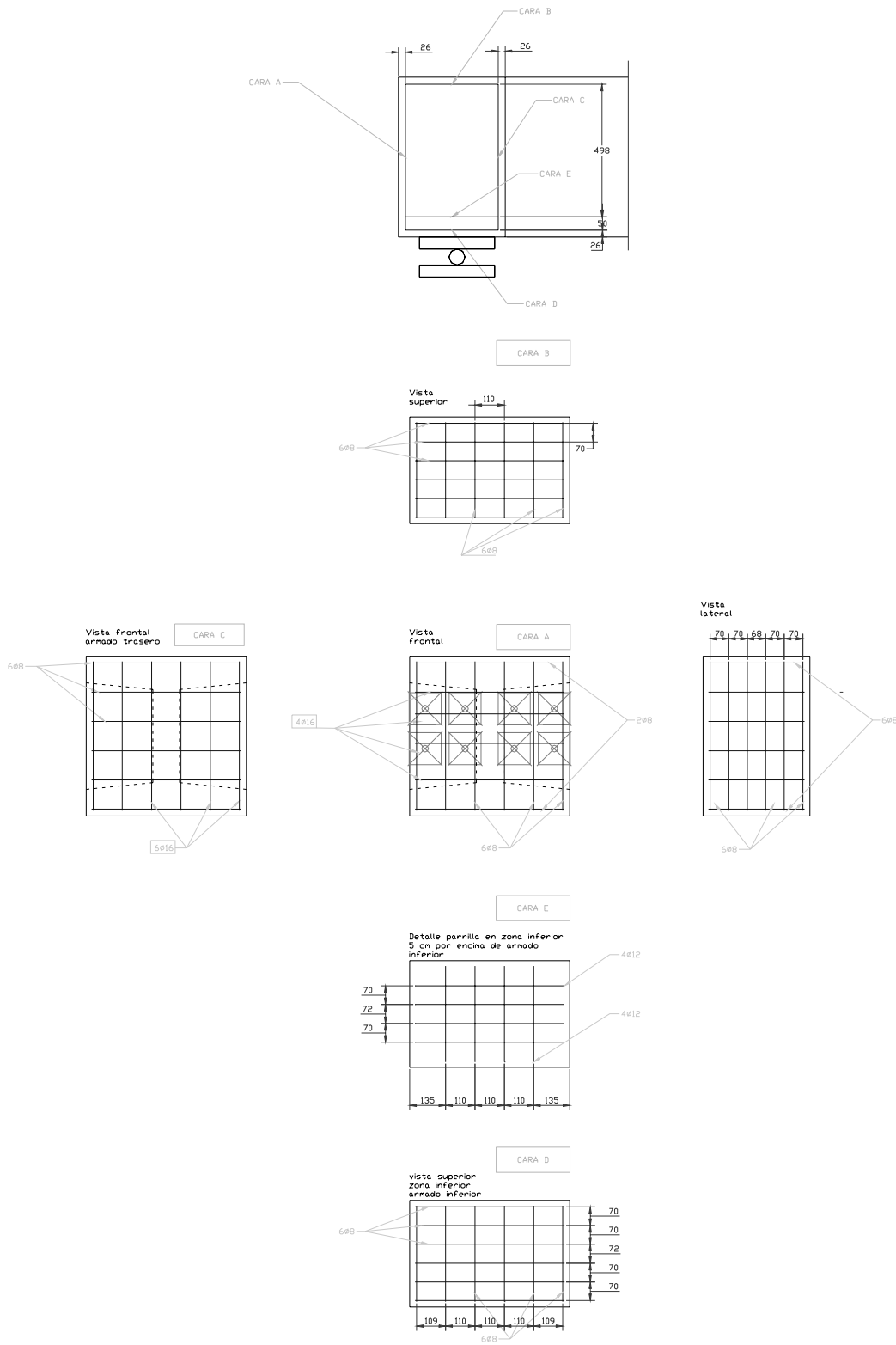


Figura A.5. Armado de los anclajes. Dimensiones en mm.

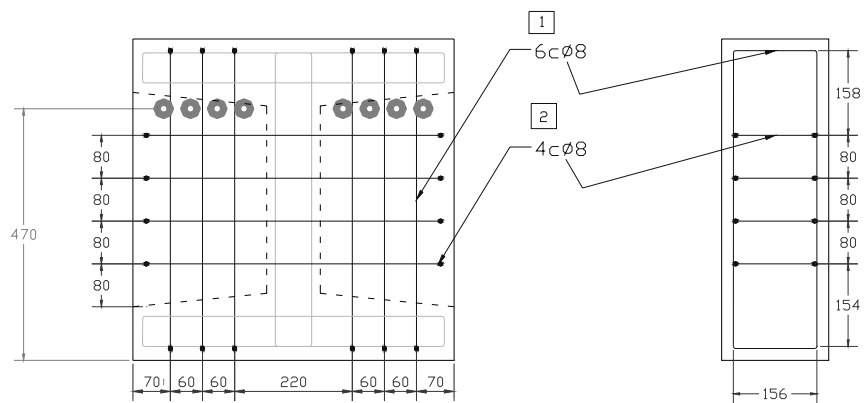


Figura A.6. Armado de los desviadores. Dimensiones en mm.

ANEJO B

RESUMEN DE RESULTADOS

B.1. ENSAYOS V3

Como se aprecia en la figura 4.41, en cada uno de los ensayos de la serie V3, se procedía a aplicar sobre la viga una carga Q1 hasta que se producía la apertura de junta. Una vez descomprimida la junta, la carga Q1 se mantenía, mientras se procedía a introducir en la estructura la carga Q2 mediante dos puntos de carga. Los desplazamientos de los puntos singulares de la viga eran medidos mediante temposonics y los incrementos de deformación del acero de pretensado, mediante una galga extensométrica G (figura B.1). El valor de las cargas introducidas en la estructura eran registradas por las células de carga de los gatos y el valor del axil de pretensado en los cables era medido por una célula de carga dispuesta en el anclaje activo de uno de ellos (CA1 de la figura B.2).

Las medidas registradas por la instrumentación quedan tabuladas en este anejo. En la tabla B.1 se recogen los resultados de las mediciones efectuadas en el ensayo de la viga V3-PC durante el proceso de carga del gato Q1. En la tabla B.2 se recogen los resultados registrados por la instrumentación en el ensayo de la viga V3-PC durante el proceso de carga del gato Q2, mientras el valor de la carga Q1 se mantenía constante. En la tabla B.3 se recogen los resultados de las mediciones efectuadas en el ensayo de la viga V3-SRFC durante el proceso de carga del gato Q1. En la tabla B.4 se recogen los resultados registrados por la instrumentación en el ensayo de la viga V3-SRFC durante el proceso de carga del gato Q2, mientras el valor de la carga Q1 se mantenía constante.

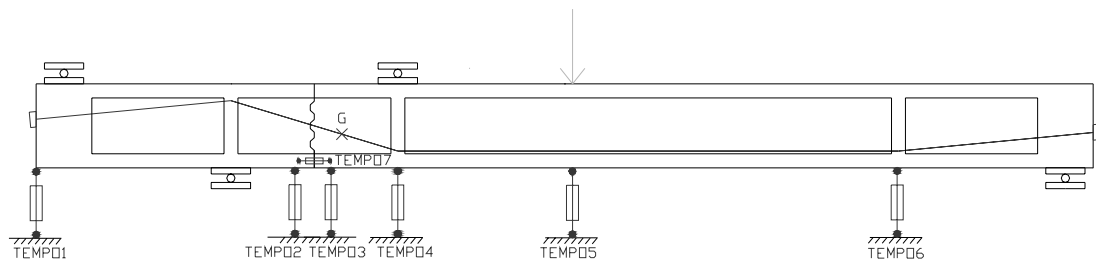


Figura B.1. Instrumentación vigas V3

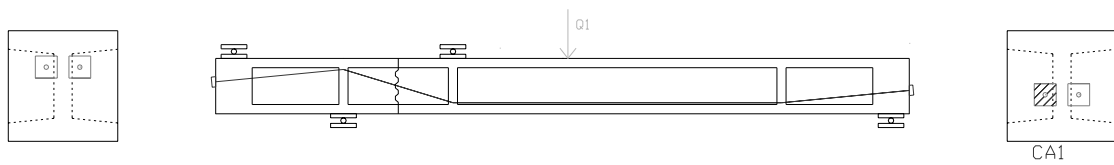


Figura B.2. Instrumentación vigas V3

Ensayo V3-PC

Q1	Q2	TEMPO1	TEMPO2	TEMPO3	TEMPO4	TEMPO5	TEMPO6	TEMPO7	G1	CA1
MN	MN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/m	MN
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.117
0.000	0.000	0.002	0.001	-0.008	-0.004	0.001	0.001	0.001	0.002	0.117
0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.003	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.117
0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	-0.004	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.117
0.000	0.000	0.001	-0.001	0.000	-0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.117
0.000	0.000	0.001	0.002	-0.002	-0.006	-0.001	0.000	0.000	0.002	0.117
0.000	0.000	0.001	-0.001	0.002	-0.005	-0.001	0.000	0.000	-0.001	0.117
0.000	0.000	0.002	0.001	-0.002	-0.005	-0.001	0.001	0.000	0.001	0.117
0.000	0.000	0.001	0.002	-0.004	-0.013	0.001	0.000	0.000	0.001	0.117
0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.008	-0.001	-0.001	0.000	0.000	0.117
0.000	0.000	0.001	0.001	-0.002	-0.001	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.117
0.000	0.000	0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.001	-0.001	0.001	0.001	0.117
0.001	0.000	-0.003	0.001	-0.002	0.000	0.011	0.006	0.000	0.000	0.117
0.006	0.000	-0.044	0.015	0.008	-0.001	0.100	0.071	0.001	0.003	0.117
0.011	0.000	-0.087	0.033	0.019	0.000	0.213	0.138	0.001	0.005	0.117
0.016	0.000	-0.134	0.054	0.029	-0.001	0.336	0.200	0.002	0.006	0.117
0.021	0.000	-0.182	0.081	0.049	-0.001	0.441	0.265	0.003	0.007	0.117
0.026	0.000	-0.235	0.120	0.066	0.000	0.535	0.330	0.004	0.010	0.117
0.031	0.000	-0.282	0.162	0.082	-0.001	0.622	0.403	0.004	0.013	0.117
0.036	0.000	-0.340	0.213	0.099	-0.001	0.739	0.488	0.005	0.015	0.117
0.041	0.000	-0.396	0.245	0.117	-0.002	0.873	0.575	0.007	0.017	0.117
0.045	0.000	-0.448	0.269	0.130	-0.001	0.985	0.649	0.008	0.021	0.117
0.050	0.000	-0.501	0.295	0.144	-0.002	1.084	0.722	0.010	0.023	0.117
0.055	0.000	-0.554	0.314	0.159	-0.004	1.183	0.791	0.011	0.025	0.117
0.060	0.000	-0.609	0.336	0.175	-0.003	1.296	0.859	0.013	0.028	0.117
0.065	0.000	-0.664	0.365	0.184	-0.005	1.440	0.934	0.015	0.032	0.117
0.070	0.000	-0.724	0.392	0.202	-0.005	1.564	1.018	0.018	0.036	0.117
0.075	0.000	-0.777	0.431	0.222	-0.007	1.671	1.107	0.022	0.040	0.117
0.080	0.000	-0.844	0.482	0.250	-0.010	1.787	1.196	0.025	0.044	0.118
0.085	0.000	-0.908	0.546	0.271	-0.006	1.933	1.276	0.029	0.048	0.117
0.090	0.000	-0.976	0.604	0.296	-0.006	2.096	1.356	0.032	0.054	0.117
0.095	0.000	-1.050	0.646	0.320	-0.005	2.231	1.445	0.034	0.061	0.117
0.100	0.000	-1.139	0.690	0.341	-0.005	2.415	1.554	0.035	0.067	0.118
0.105	0.000	-1.245	0.727	0.372	-0.006	2.679	1.703	0.032	0.074	0.118
0.110	0.000	-1.366	0.774	0.401	-0.007	2.910	1.855	0.030	0.082	0.118
0.114	0.000	-1.473	0.820	0.452	-0.005	3.193	1.977	0.028	0.088	0.118
0.119	0.000	-1.633	0.918	0.497	-0.001	3.472	2.142	0.027	0.098	0.118
0.124	0.000	-1.809	1.052	0.542	-0.002	3.850	2.347	0.027	0.112	0.118
0.129	0.000	-2.023	1.161	0.603	-0.002	4.200	2.545	0.035	0.134	0.118
0.134	0.000	-2.284	1.256	0.690	-0.004	4.541	2.735	0.071	0.157	0.118
0.139	0.000	-2.686	1.447	0.786	-0.005	4.952	2.956	0.170	0.178	0.118
0.144	0.000	-3.233	1.755	0.935	-0.004	5.394	3.159	0.315	0.199	0.119
0.149	0.000	-3.893	2.048	1.110	-0.004	5.858	3.383	0.489	0.226	0.120
0.154	0.000	-4.684	2.405	1.334	-0.007	6.494	3.640	0.705	0.257	0.120
0.159	0.000	-5.593	2.846	1.617	-0.008	7.037	3.862	0.974	0.286	0.121
0.164	0.000	-7.120	3.465	2.244	-0.006	7.857	4.190	1.446	0.335	0.123
0.169	0.000	-8.836	4.103	3.121	-0.005	8.643	4.509	1.994	0.384	0.124
0.174	0.000	-10.177	4.666	3.913	-0.004	9.358	4.783	2.462	0.426	0.126
0.179	0.000	-11.674	5.351	4.717	-0.005	10.121	5.071	3.059	0.469	0.127
0.183	0.000	-12.985	5.970	5.388	-0.006	10.754	5.327	3.606	0.508	0.129
0.188	0.000	-14.174	6.533	6.031	-0.005	11.334	5.534	4.137	0.546	0.130
0.193	0.000	-15.316	7.039	6.686	-0.005	11.912	5.767	4.637	0.577	0.131

Tabla B.1. Resultado mediciones V3-PC. Carga del gato Q1.

Anejo B

Q1 MN	Q2 MN	TEMPO1 mm	TEMPO2 mm	TEMPO3 mm	TEMPO4 mm	TEMPO5 mm	TEMPO6 mm	TEMPO7 mm	G1 mm/m	CA1 MN
0.193	0.000	-15.316	7.039	6.686	-0.005	11.912	5.767	4.637	0.577	0.131
0.194	0.000	-16.090	7.398	7.081	-0.006	12.308	5.912	4.958	0.591	0.132
0.194	0.001	-16.277	7.460	7.204	-0.005	12.420	5.953	5.018	0.593	0.132
0.194	0.002	-16.369	7.495	7.278	-0.005	12.486	5.979	5.049	0.594	0.132
0.194	0.004	-16.438	7.524	7.345	-0.004	12.546	5.998	5.073	0.598	0.133
0.194	0.006	-16.501	7.557	7.400	-0.002	12.606	6.020	5.098	0.600	0.133
0.194	0.008	-16.566	7.594	7.458	-0.002	12.672	6.042	5.125	0.604	0.133
0.194	0.009	-16.634	7.631	7.502	-0.001	12.726	6.054	5.153	0.591	0.133
0.194	0.011	-16.686	7.667	7.544	-0.002	12.781	6.071	5.174	0.596	0.133
0.194	0.012	-16.727	7.693	7.572	-0.003	12.816	6.083	5.193	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.761	7.718	7.597	-0.003	12.843	6.092	5.207	0.596	0.133
0.194	0.012	-16.792	7.736	7.615	-0.003	12.869	6.100	5.214	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.818	7.752	7.640	-0.001	12.882	6.107	5.224	0.595	0.133
0.194	0.012	-16.839	7.771	7.651	-0.002	12.900	6.112	5.237	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.856	7.778	7.660	-0.001	12.912	6.118	5.245	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.868	7.786	7.673	-0.002	12.925	6.123	5.252	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.883	7.794	7.687	-0.002	12.939	6.127	5.256	0.597	0.133
0.194	0.012	-16.899	7.803	7.698	-0.001	12.950	6.131	5.260	0.598	0.133
0.194	0.012	-16.914	7.814	7.709	-0.001	12.962	6.136	5.265	0.598	0.133
0.194	0.013	-16.926	7.823	7.723	-0.001	12.975	6.141	5.269	0.596	0.133
0.194	0.013	-16.937	7.829	7.734	0.000	12.981	6.145	5.273	0.595	0.133
0.194	0.013	-16.943	7.835	7.744	0.001	12.993	6.150	5.276	0.607	0.133
0.194	0.014	-16.949	7.843	7.759	-0.001	13.004	6.155	5.280	0.609	0.133
0.194	0.015	-16.961	7.852	7.778	-0.001	13.022	6.162	5.286	0.611	0.133
0.194	0.017	-16.977	7.868	7.810	-0.002	13.048	6.173	5.294	0.616	0.133
0.194	0.020	-16.998	7.887	7.853	-0.001	13.085	6.188	5.305	0.618	0.133
0.194	0.024	-17.029	7.912	7.912	-0.001	13.134	6.208	5.320	0.622	0.133
0.194	0.028	-17.078	7.945	7.979	-0.001	13.207	6.233	5.346	0.630	0.133
0.194	0.033	-17.144	7.980	8.056	-0.002	13.291	6.261	5.378	0.634	0.133
0.194	0.037	-17.228	8.022	8.140	0.002	13.387	6.294	5.417	0.638	0.133
0.194	0.041	-17.322	8.064	8.240	0.001	13.478	6.323	5.461	0.643	0.134
0.194	0.046	-17.426	8.110	8.463	0.001	13.607	6.359	5.514	0.662	0.134
0.194	0.047	-17.610	8.198	8.604	0.001	13.731	6.407	5.592	0.660	0.134
0.194	0.051	-17.800	8.318	8.740	0.000	13.879	6.452	5.668	0.665	0.134
0.194	0.056	-17.898	8.392	8.855	0.001	13.989	6.481	5.712	0.670	0.135
0.194	0.060	-18.011	8.461	9.004	0.001	14.085	6.511	5.767	0.678	0.135
0.194	0.064	-18.138	8.522	9.143	0.001	14.188	6.543	5.823	0.685	0.135
0.194	0.068	-18.279	8.583	9.276	0.002	14.303	6.574	5.889	0.692	0.135
0.194	0.071	-18.464	8.656	9.475	0.001	14.462	6.616	5.975	0.704	0.135
0.194	0.074	-18.716	8.772	9.722	0.001	14.625	6.657	6.075	0.714	0.136
0.194	0.077	-19.000	8.938	9.943	8.779	14.779	6.710	6.187	0.723	0.136
0.194	0.080	-19.241	9.057	10.180	9.078	14.936	6.749	6.279	0.733	0.136
0.194	0.083	-19.474	9.148	10.370	9.353	15.108	6.796	6.361	0.742	0.137
0.194	0.087	-19.700	9.233	10.556	9.586	15.245	6.834	6.455	0.752	0.137
0.194	0.090	-19.937	9.355	10.797	9.796	15.383	6.877	6.549	0.762	0.137
0.194	0.093	-20.175	9.498	10.990	10.030	15.542	6.906	6.631	0.771	0.138
0.194	0.096	-20.416	9.621	11.218	10.217	15.706	6.945	6.722	0.781	0.138
0.194	0.099	-20.666	9.718	11.462	10.435	15.856	6.980	6.814	0.793	0.138
0.194	0.101	-20.893	9.802	11.674	10.652	16.009	7.016	6.905	0.802	0.139
0.194	0.097	-21.182	9.921	12.123	10.959	16.274	7.069	7.041	0.822	0.139
0.194	0.094	-22.007	10.300	12.702	11.417	16.648	7.219	7.321	0.846	0.140
0.194	0.096	-22.467	10.500	13.061	11.718	16.868	7.259	7.486	0.858	0.141
0.194	0.096	-23.093	10.825	13.476	12.075	17.141	7.385	7.732	0.877	0.141
0.194	0.100	-23.462	10.980	13.774	12.353	17.344	7.422	7.869	0.880	0.142
0.194	0.103	-23.788	11.196	14.019	12.579	17.505	7.460	8.003	0.891	0.142
0.194	0.104	-24.350	11.479	14.448	13.001	17.796	7.577	8.250	0.914	0.142
0.194	0.107	-24.736	11.687	14.739	13.346	17.995	7.611	8.409	0.922	0.143
0.194	0.110	-25.058	11.880	14.978	13.615	18.153	7.637	8.545	0.931	0.144
0.194	0.111	-25.659	12.152	15.412	14.092	18.476	7.739	8.826	0.952	0.144
0.194	0.114	-26.017	12.362	15.646	14.381	18.642	7.769	8.984	0.962	0.145
0.194	0.118	-26.355	12.515	15.927	14.656	18.806	7.796	9.138	0.976	0.145
0.194	0.118	-27.070	12.826	16.370	15.115	19.150	7.920	9.480	0.998	0.145
0.194	0.121	-27.430	13.004	16.642	15.352	19.316	7.952	9.650	1.009	0.146
0.194	0.125	-27.772	13.131	16.961	15.599	19.508	7.984	9.826	1.037	0.146
0.194	0.125	-28.447	13.424	17.314	15.990	19.814	8.099	10.144	1.047	0.147
0.194	0.128	-28.779	13.572	17.565	16.226	19.975	8.129	10.307	1.055	0.147
0.194	0.128	-29.453	13.805	17.971	16.604	20.315	8.233	10.616	1.073	0.148
0.194	0.132	-29.770	13.951	18.227	16.833	20.466	8.259	10.757	1.081	0.148
0.194	0.132	-30.422	14.216	18.635	17.202	20.797	8.358	11.056	1.109	0.149
0.194	0.136	-30.750	14.323	18.892	17.446	20.953	8.388	11.206	1.115	0.149
0.194	0.139	-31.060	14.520	19.247	17.649	21.197	8.418	11.334	1.145	0.150
0.194	0.140	-31.753	14.740	19.557	18.085	21.447	8.529	11.634	1.144	0.150

Tabla B.2. Resultado mediciones V3-PC. Carga del gato Q2.

Ensayo V3-SFRC

Q1	Q2	TEMPO1	TEMPO2	TEMPO3	TEMPO4	TEMPO5	TEMPO6	TEMPO7	G1	CA1
MN	MN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/m	MN
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.133
0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.002	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.133
0.000	0.000	-0.002	-0.001	0.000	0.000	-0.002	-0.001	0.000	0.000	0.133
0.000	0.000	0.001	0.000	-0.002	0.001	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.133
0.000	0.000	-0.002	0.000	-0.003	-0.001	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.133
0.001	0.000	-0.004	0.001	0.000	-0.001	0.001	0.007	0.000	0.000	0.133
0.006	0.000	-0.044	0.037	0.046	0.001	0.031	0.071	0.000	0.000	0.133
0.011	0.000	-0.091	0.073	0.090	0.002	0.116	0.147	0.001	0.000	0.133
0.016	0.000	-0.141	0.111	0.134	0.000	0.240	0.241	0.002	0.000	0.133
0.021	0.000	-0.198	0.149	0.175	-0.001	0.428	0.344	0.003	0.000	0.133
0.026	0.000	-0.258	0.187	0.215	-0.001	0.566	0.439	0.004	0.000	0.133
0.031	0.000	-0.332	0.231	0.254	0.001	0.686	0.525	0.006	0.000	0.133
0.036	0.000	-0.403	0.274	0.289	0.000	0.856	0.602	0.009	0.000	0.133
0.041	0.000	-0.486	0.328	0.328	0.000	1.076	0.702	0.010	0.000	0.133
0.046	0.000	-0.574	0.382	0.371	0.002	1.236	0.802	0.013	0.000	0.133
0.051	0.000	-0.660	0.444	0.416	0.000	1.446	0.922	0.015	0.000	0.133
0.056	0.000	-0.760	0.504	0.467	0.002	1.676	1.032	0.018	0.000	0.133
0.060	0.000	-0.860	0.560	0.526	0.003	1.846	1.122	0.021	0.000	0.133
0.065	0.000	-0.950	0.615	0.587	0.002	2.096	1.202	0.024	0.000	0.133
0.070	0.000	-1.050	0.668	0.657	0.000	2.296	1.302	0.028	0.000	0.133
0.075	0.000	-1.150	0.720	0.717	0.000	2.466	1.412	0.032	0.000	0.133
0.080	0.000	-1.260	0.770	0.767	-0.001	2.716	1.532	0.037	0.000	0.133
0.085	0.000	-1.360	0.820	0.807	-0.001	2.886	1.622	0.042	0.000	0.133
0.090	0.000	-1.470	0.870	0.857	0.002	3.066	1.712	0.048	0.000	0.133
0.095	0.000	-1.570	0.930	0.897	0.000	3.296	1.802	0.053	0.000	0.133
0.100	0.000	-1.680	1.000	0.937	0.000	3.456	1.902	0.060	0.000	0.133
0.105	0.000	-1.790	1.070	0.997	0.001	3.626	2.012	0.066	0.000	0.133
0.110	0.000	-1.900	1.120	1.057	0.002	3.846	2.122	0.075	0.000	0.133
0.115	0.000	-2.010	1.180	1.127	0.002	4.006	2.222	0.083	0.000	0.133
0.120	0.000	-2.120	1.240	1.197	0.000	4.166	2.302	0.094	0.000	0.133
0.125	0.000	-2.240	1.290	1.267	0.001	4.386	2.402	0.105	0.000	0.133
0.130	0.000	-2.360	1.340	1.347	0.002	4.556	2.502	0.122	0.000	0.133
0.135	0.000	-2.500	1.400	1.417	0.002	4.736	2.622	0.143	0.000	0.133
0.140	0.000	-2.650	1.470	1.507	0.002	4.976	2.742	0.174	0.000	0.133
0.145	0.000	-2.850	1.560	1.657	0.000	5.186	2.852	0.218	0.000	0.133
0.150	0.000	-3.110	1.690	1.897	0.002	5.466	2.982	0.297	0.000	0.133
0.155	0.000	-3.550	1.870	2.147	0.003	5.786	3.162	0.452	0.000	0.133
0.159	0.000	-4.260	2.160	2.587	0.002	6.226	3.362	0.674	0.000	0.133
0.164	0.000	-5.120	2.500	3.107	0.001	6.686	3.552	0.988	0.000	0.133
0.169	0.000	-6.210	2.980	3.767	0.001	7.226	3.782	1.388	0.000	0.133
0.174	0.000	-7.740	3.590	4.667	0.000	7.896	4.032	1.968	0.000	0.134
0.179	0.000	-9.800	4.340	5.597	-0.002	8.686	4.342	2.728	0.000	0.135
0.184	0.000	-11.900	5.130	6.597	-0.005	9.636	4.642	3.528	0.000	0.136
0.189	0.000	-14.000	5.990	7.637	-0.005	10.436	4.962	4.338	0.000	0.137
0.194	0.000	-16.100	6.920	8.757	9.330	11.336	5.242	5.148	0.000	0.138
0.198	0.000	-18.300	7.750	9.927	10.490	12.036	5.542	5.908	0.000	0.140
0.198	0.000	-18.700	7.930	10.127	10.690	12.236	5.602	6.098	0.000	0.141
0.198	0.000	-18.900	7.990	10.227	10.790	12.336	5.622	6.158	0.000	0.141
0.198	0.000	-19.000	8.030	10.227	10.790	12.336	5.632	6.198	0.000	0.141
0.198	0.000	-19.100	8.060	10.327	10.790	12.436	5.642	6.218	0.000	0.141
0.198	0.000	-19.100	8.070	10.327	10.890	12.436	5.652	6.248	0.000	0.141
0.198	0.000	-19.200	8.090	10.327	10.890	12.436	5.662	6.268	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.200	8.110	10.427	10.890	12.436	5.662	6.278	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.300	8.120	10.427	10.890	12.436	5.672	6.288	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.300	8.130	10.427	10.890	12.436	5.672	6.298	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.300	8.140	10.427	10.990	12.436	5.682	6.308	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.300	8.160	10.427	10.990	12.536	5.682	6.318	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.160	10.427	10.990	12.536	5.692	6.328	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.170	10.427	10.990	12.536	5.692	6.328	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.170	10.427	10.990	12.536	5.692	6.338	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.170	10.427	10.990	12.536	5.702	6.338	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.180	10.527	10.990	12.536	5.702	6.348	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.400	8.180	10.527	10.990	12.536	5.702	6.348	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.190	10.527	10.990	12.536	5.702	6.358	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.200	10.527	10.990	12.536	5.712	6.358	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.200	10.527	11.090	12.536	5.712	6.368	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.210	10.527	11.090	12.536	5.712	6.368	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.210	10.527	11.090	12.536	5.712	6.368	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.220	10.527	11.090	12.536	5.712	6.378	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.220	10.527	11.090	12.536	5.722	6.378	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.500	8.220	10.527	11.090	12.536	5.722	6.378	0.000	0.142

Tabla B.3. Resultado mediciones V3-SFRC. Carga del gato Q1.

Q1	Q2	TEMPO1	TEMPO2	TEMPO3	TEMPO4	TEMPO5	TEMPO6	TEMPO7	G1	CA1
MN	MN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/m	MN
0.198	0.000	-19.600	8.230	10.527	11.090	12.536	5.722	6.388	0.000	0.142
0.198	0.000	-19.600	8.230	10.527	11.090	12.536	5.722	6.388	0.000	0.142
0.198	0.001	-19.600	8.240	10.527	11.090	12.536	5.722	6.388	0.000	0.142
0.198	0.001	-19.600	8.240	10.527	11.090	12.636	5.732	6.398	0.000	0.142
0.198	0.002	-19.600	8.250	10.527	11.090	12.636	5.732	6.398	0.000	0.142
0.198	0.003	-19.600	8.270	10.627	11.090	12.636	5.742	6.418	0.000	0.142
0.198	0.005	-19.700	8.290	10.627	11.190	12.636	5.752	6.428	0.000	0.142
0.198	0.008	-19.800	8.330	10.727	11.190	12.736	5.772	6.458	0.000	0.142
0.198	0.011	-19.900	8.390	10.827	11.290	12.836	5.792	6.518	0.000	0.142
0.198	0.012	-20.000	8.440	10.827	11.290	12.836	5.812	6.558	0.000	0.142
0.198	0.013	-20.100	8.500	10.927	11.390	12.936	5.832	6.618	0.000	0.142
0.198	0.014	-20.200	8.530	11.027	11.390	12.936	5.842	6.658	0.000	0.142
0.198	0.014	-20.300	8.560	11.027	11.490	12.936	5.852	6.688	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.300	8.580	11.027	11.490	13.036	5.852	6.708	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.400	8.590	11.027	11.490	13.036	5.862	6.728	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.400	8.600	11.027	11.490	13.036	5.862	6.738	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.400	8.610	11.027	11.490	13.036	5.872	6.748	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.400	8.620	11.127	11.590	13.036	5.872	6.758	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.500	8.630	11.127	11.590	13.036	5.872	6.768	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.500	8.640	11.127	11.590	13.036	5.882	6.778	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.500	8.650	11.127	11.590	13.036	5.882	6.788	0.000	0.143
0.198	0.014	-20.500	8.650	11.127	11.590	13.136	5.892	6.798	0.000	0.143
0.198	0.015	-20.600	8.660	11.127	11.590	13.136	5.892	6.798	0.000	0.143
0.198	0.015	-20.600	8.670	11.127	11.590	13.136	5.892	6.808	0.000	0.143
0.198	0.016	-20.600	8.680	11.127	11.690	13.136	5.902	6.818	0.000	0.143
0.198	0.018	-20.600	8.700	11.227	11.690	13.136	5.922	6.838	0.000	0.143
0.198	0.022	-20.700	8.740	11.227	11.790	13.236	5.942	6.868	0.000	0.143
0.198	0.025	-20.900	8.810	11.427	11.890	13.336	5.982	6.938	0.000	0.143
0.198	0.028	-21.300	8.980	11.627	12.090	13.536	6.062	7.108	0.000	0.143
0.198	0.031	-21.700	9.150	11.827	12.290	13.736	6.122	7.308	0.000	0.144
0.198	0.034	-22.100	9.300	12.127	12.490	13.836	6.192	7.478	0.000	0.144
0.198	0.037	-22.600	9.450	12.327	12.790	14.136	6.242	7.648	0.000	0.145
0.198	0.040	-23.000	9.630	12.627	13.090	14.236	6.302	7.848	0.000	0.145
0.198	0.043	-23.500	9.770	12.927	13.490	14.436	6.362	8.048	0.000	0.146
0.198	0.043	-24.100	9.970	13.327	13.890	14.736	6.442	8.278	0.000	0.146
0.198	0.046	-24.500	10.170	13.727	14.190	14.936	6.512	8.468	0.000	0.147
0.198	0.049	-24.800	10.270	13.927	14.490	15.136	6.582	8.608	0.000	0.147
0.198	0.052	-25.200	10.370	14.227	14.690	15.236	6.642	8.738	0.000	0.147
0.198	0.055	-25.600	10.570	14.527	14.990	15.436	6.712	8.908	0.000	0.148
0.198	0.058	-26.000	10.770	14.827	15.290	15.636	6.782	9.108	0.000	0.148
0.198	0.060	-26.500	10.970	15.127	15.490	15.936	6.842	9.288	0.000	0.149
0.198	0.063	-26.900	11.070	15.427	15.790	16.036	6.902	9.478	0.000	0.149
0.198	0.066	-27.400	11.270	15.727	16.090	16.336	6.972	9.678	0.000	0.150
0.198	0.068	-27.900	11.470	16.027	16.290	16.536	7.042	9.868	0.000	0.150
0.198	0.071	-28.400	11.670	16.327	16.590	16.736	7.122	10.068	0.000	0.150
0.198	0.073	-29.000	11.870	16.627	16.890	17.036	7.212	10.268	0.000	0.151
0.198	0.073	-29.700	12.170	17.127	17.290	17.336	7.322	10.568	0.000	0.152
0.198	0.075	-30.400	12.370	17.427	17.690	17.536	7.402	10.868	0.000	0.152
0.198	0.077	-30.900	12.670	17.727	17.990	17.836	7.462	11.068	0.000	0.153
0.198	0.079	-31.500	12.870	18.127	18.290	18.036	7.542	11.368	0.000	0.153
0.198	0.081	-32.000	13.070	18.527	18.690	18.336	7.622	11.568	0.000	0.154
0.198	0.083	-32.600	13.270	18.927	19.090	18.536	7.712	11.768	0.000	0.154
0.198	0.084	-33.200	13.470	19.327	19.390	18.836	7.812	12.068	0.000	0.155
0.198	0.086	-33.800	13.770	19.727	19.790	19.036	7.892	12.268	0.000	0.155
0.198	0.088	-34.300	13.970	20.127	20.090	19.336	7.972	12.568	0.000	0.156
0.198	0.089	-34.900	14.170	20.627	20.390	19.536	8.042	12.768	0.000	0.156
0.198	0.091	-35.500	14.370	21.027	20.790	19.836	8.112	12.968	0.000	0.157
0.198	0.092	-36.100	14.570	21.327	21.090	20.036	8.192	13.268	0.000	0.157
0.198	0.093	-36.600	14.770	21.727	21.390	20.336	8.282	13.468	0.000	0.158
0.198	0.094	-37.100	14.970	22.027	21.690	20.536	8.372	13.668	0.000	0.158
0.198	0.095	-37.700	15.170	22.327	21.990	20.836	8.462	13.968	0.000	0.158
0.198	0.096	-38.200	15.370	22.727	22.390	21.036	8.532	14.168	0.000	0.159
0.198	0.096	-38.700	15.570	23.027	22.690	21.236	8.602	14.368	0.000	0.159
0.198	0.097	-39.200	15.770	23.427	22.990	21.536	8.662	14.568	0.000	0.160
0.198	0.099	-39.700	15.970	23.727	23.290	21.736	8.742	14.868	0.000	0.160
0.198	0.099	-40.200	16.070	24.027	23.590	22.036	8.832	14.968	0.000	0.161
0.198	0.100	-40.700	16.270	24.427	23.990	22.236	8.922	15.268	0.000	0.161
0.198	0.101	-41.100	16.470	24.827	24.290	22.436	9.002	15.368	0.000	0.162
0.198	0.102	-41.500	16.570	25.227	24.590	22.636	9.082	15.568	0.000	0.162
0.198	0.103	-41.900	16.670	25.627	24.890	22.836	9.142	15.768	0.000	0.162
0.198	0.104	-42.300	16.870	25.927	25.290	23.136	9.202	15.968	0.000	0.163
0.198	0.105	-42.600	16.970	26.327	25.590	23.336	9.272	16.068	0.000	0.163

Tabla B.4. Resultado mediciones V3-SFRC. Carga del gato Q2.

ANEJO C

VALORES EMPLEADOS EN EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS JUNTAS SECAS DE LOS ENSAYOS

En el capítulo 5 se presentaba un estudio comparativo de la distinta formulación existente para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas. Para ello, se calculaban los cortantes últimos respuesta que y se los comparaba con los resultados obtenidos en los ensayos.

En este anejo se presentan de manera detallada los valores numéricos asignados a las distintas variables de las cuales los distintos investigadores hacen depender el valor del cortante último respuesta de las juntas. La tabla C.1 recoge los valores de las variables utilizadas por Buyukozturk. En la tabla C.2 se enumeran los valores de las variables de la formulación de Fouré. Los valores de las variables necesarias para el cálculo de la capacidad resistente de las juntas según el código AASHTO quedan recopiladas en la tabla C.3. La tabla C.4 resume los valores necesarios para el empleo de la formulación propugnada por la ATEP. El significado de la notación empleada en las tablas puede consultarse en el capítulo de notaciones.

	f_{cm} (MPa)	A_f m ²	σ_{intf} MPa	A_{wc} m ²	σ_{inmw} MPa	μ_1	μ_2	c MPa	V_u MIN	
OTROS	BACKHOU-M-100	0.000	49.7	0.012	0.689	0.55	1.36	4.56	0.064	
	BACKHOU-M-300	0.000	46.6	0.012	2.060	0.55	1.36	4.42	0.084	
	BACKHOU-M-500	0.000	49.5	0.012	3.440	0.55	1.36	4.55	0.107	
UPC	KOSEKI	0.014	49.0	0.024	2.910	0.55	1.36	4.53	0.226	
	RAMIREZ-a/d=1,5									
	FOURE -OH2	0.180	39.0	0.012	3.000	0.55	1.36	4.04	0.628	
	FOURE-OH3	0.070	39.0	0.000	0.000	0.55	1.36	4.04	0.550	
	FOURE-OH3BIS	0.060	39.0	0.000	0.000	0.55	1.36	4.04	0.550	
	ANLLO-DCI-Joint A	1.200	40.0	4.950	0.038	3.500	0.55	4.09	3.605	
	ANLLO-DC2-Joint C	0.028	40.0	30.430	0.000	0.000	0.55	4.09	0.462	
	POLO-PC-R-2	0.100	31.9	4.940	0.000	4.940	0.55	1.36	3.65	
	POLO-PC-C-2	0.000	31.9	0.000	0.100	0.000	0.55	1.36	3.65	
	POLO-PC-JC	0.000	31.9	3.850	0.052	3.850	0.55	1.36	3.65	
	POLO-PC-JA	0.000	31.9	10.730	0.020	10.730	0.55	1.36	3.65	
	LLOPART-SFRC-R-2	0.100	30.7	4.960	0.000	4.960	0.55	1.36	3.58	
	LLOPART-SFRC-C	0.000	30.7	0.000	0.100	0.000	0.55	1.36	3.58	
	LLOPART-SFRC-JC	0.000	30.7	3.630	0.052	3.630	0.55	1.36	3.58	
	LLOPART-SFRC-JA	0.000	30.7	11.280	0.020	11.280	0.55	1.36	3.58	
	PIERNAGORDA-PC-V1-35	0.600	35.0	7.250	0.045	3.300	0.55	1.36	3.83	2.767
	PIERNAGORDA-SFRC-V1-35	0.600	35.0	6.700	0.047	2.900	0.55	1.36	3.83	2.576
PIERNAGORDA-PC-V1-70	0.600	35.0	12.650	0.025	4.900	0.55	1.36	3.83	4.437	
PIERNAGORDA-SFRC-V1-70	0.600	35.0	11.350	0.046	4.900	0.55	1.36	3.83	4.228	
TURMO-PC-V3	0.600	33.0	4.600	0.028	2.000	0.55	1.36	3.72	1.698	
TURMO-SFRC-V3	0.600	38.0	4.700	0.040	2.100	0.55	1.36	3.99	1.825	

Tabla C.1. Valores de las variables necesarias para el cálculo de la capacidad resistente de las juntas según Buyukozturk.

	f_{cm} (MPa)	f_d	A_f	σ_{mf}	A_{sm}	A_{ke}	σ_{mw}	A_{tr}	μ_1	μ_2	c	
	MPa	MPa	m ²	MPa	m ²	m ²	MPa	m ²			MPa	
OTROS	BACKHOU-100	49.7	0.0	0.0	0.004	0.007	0.69	0.000	0.55	1.84	1.80	
	BACKHOU-300	46.6	0.0	0.0	0.004	0.007	2.06	0.000	0.55	1.80	1.71	
	BACKHOU-500	49.5	0.0	0.0	0.004	0.007	3.44	0.000	0.55	1.84	1.80	
	KOSEKI	49.0	3.6	0.0	2.9	0.009	2.91	0.000	0.55	1.83	1.78	
RAMIREZ-a/d=1,5												
UPC	FOURE -OH2	39.0	0.2	5.4	0.000	0.012	3.00	0.038	0.55	1.70	1.45	
	FOURE-OH3	39.0	0.1	14.3	0.000	0.000	0.00	0.014	0.55	1.70	1.45	
	FOURE-OH3BIS	39.0	0.1	16.7	0.000	0.000	0.00	0.028	0.55	1.70	1.45	
	ANLLO-DC1-Joint A	40.0	3.0	1.2	5.0	0.008	3.50	0.000	0.55	1.71	1.51	
	ANLLO-DC2-Joint C	40.0	3.0	0.0	30.4	0.000	0.00	0.000	0.55	1.71	1.51	
	POLO-PC-R-2	31.9	2.5	0.1	4.9	0.000	0.000	4.94	0.000	0.55	1.59	1.24
	POLO-PC-C-2	31.9	2.5	0.0	0.0	0.000	0.00	0.000	0.55	1.59	1.24	
	POLO-PC-JC	31.9	2.5	0.0	3.9	0.016	0.036	3.85	0.000	0.55	1.59	1.24
	POLO-PC-JA	31.9	2.5	0.0	10.7	0.011	0.009	10.73	0.018	0.55	1.59	1.24
	LLOPART-SFRC-R-2	30.7	2.4	0.1	5.0	0.000	0.000	4.96	0.000	0.55	1.57	1.20
	LLOPART-SFRC-C	30.7	2.4	0.0	0.0	0.000	0.063	0.00	0.000	0.55	1.57	1.20
	LLOPART-SFRC-JC	30.7	2.4	0.0	3.6	0.016	0.036	3.63	0.000	0.55	1.57	1.20
	LLOPART-SFRC-JA	30.7	2.4	0.0	11.3	0.011	0.009	11.28	0.027	0.55	1.57	1.20
	PIERNAGORDA-PC-VI-35	35.0	2.7	0.6	7.3	0.018	0.027	3.30	0.000	0.55	1.64	1.35
	PIERNAGORDA-SFRC-VI-35	35.0	2.7	0.6	6.7	0.020	0.027	2.90	0.000	0.55	1.64	1.35
	PIERNAGORDA-PC-VI-70	35.0	2.7	0.6	12.7	0.007	0.018	4.90	0.009	0.55	1.64	1.35
PIERNAGORDA-SFRC-VI-70	35.0	2.7	0.6	11.4	0.019	0.027	4.90	0.000	0.55	1.64	1.35	
TURMO-PC-V3	33.0	2.6	0.6	4.6	0.010	0.018	2.00	0.009	0.55	1.60	1.28	
TURMO-SFRC-V3	38.0	2.9	0.6	4.7	0.013	0.027	2.10	0.000	0.55	1.68	1.45	

Tabla C.2. Valores de las variables necesarias para el cálculo de la capacidad resistente de las juntas según Fouré.

	f_{cm} (MPa)	A_f m ²	G_{nmf} MPa	A_{sm} m ²	A_{ksc} m ²	G_{nmw} MPa	μ_1	μ_2	c MPa	V_u MIN	
OTROS	BACKHOUM-100	49.7	0.000	0.004	0.007	0.7	0.600	1.444	7.022	0.062	
	BACKHOUM-300	46.6	0.000	0.004	0.007	2.1	0.600	1.399	6.803	0.078	
	BACKHOUM-500	49.5	0.000	0.004	0.007	3.4	0.600	1.441	7.008	0.098	
	KOSEKI	49.0	0.014	0.009	0.015	2.9	0.600	1.434	6.973	0.207	
	RAMIREZ- $\alpha/d=1,5$										
	FOURE -OH2	39.0	0.180	0.000	0.012	3.0	0.600	1.279	6.221	0.699	
	FOURE-OH3	39.0	0.070	0.000	0.000	0.0	0.600	1.279	6.221	0.600	
	FOURE-OH3BIS	39.0	0.060	0.000	0.000	0.0	0.600	1.279	6.221	0.600	
	ANLLO-DCI-Joint A	40.0	1.200	5.0	0.008	0.030	3.5	0.600	1.295	6.300	3.908
	ANLLO-DC2-Joint C	40.0	0.028	30.4	0.000	0.000	0.0	0.600	1.295	6.300	0.504
UPC	POLO-PC-R-2	31.9	0.100	0.000	0.000	4.9	0.600	1.157	5.626	0.296	
	POLO-PC-C-2	31.9	0.000	0.000	0.063	0.0	0.600	1.157	5.626	0.354	
	POLO-PC-JC	31.9	0.000	3.9	0.016	3.9	0.600	1.157	5.626	0.400	
	POLO-PC-JA	31.9	0.000	10.7	0.011	10.7	0.600	1.157	5.626	0.230	
	LLOPART-SFRC-R-2	30.7	0.100	5.0	0.000	5.0	0.600	1.135	5.519	0.298	
	LLOPART-SFRC-C	30.7	0.000	0.0	0.000	0.063	0.0	0.600	1.135	5.519	
	LLOPART-SFRC-JC	30.7	0.000	3.6	0.016	3.6	0.600	1.135	5.519	0.382	
	LLOPART-SFRC-JA	30.7	0.000	11.3	0.011	11.3	0.600	1.135	5.519	0.236	
	PIERNAGORDA-PC-VI-35	35.0	0.600	7.3	0.018	0.027	3.3	0.600	1.212	5.893	2.913
	PIERNAGORDA-SFRC-VI-35	35.0	0.600	6.7	0.020	0.027	2.9	0.600	1.212	5.893	2.701
	PIERNAGORDA-PC-VI-70	35.0	0.600	12.7	0.007	0.018	4.9	0.600	1.212	5.893	4.788
	PIERNAGORDA-SFRC-VI-70	35.0	0.600	11.4	0.019	0.027	4.9	0.600	1.212	5.893	4.461
	TURMO-PC-V3	33.0	0.600	4.6	0.010	0.018	2.0	0.600	1.176	5.722	1.813
	TURMO-SFRC-V3	38.0	0.600	4.7	0.013	0.027	2.1	0.600	1.262	6.140	1.946

Tabla C.3. Valores de las variables necesarias para el cálculo de la capacidad resistente de las juntas según la normativa AASHTO

	f_{cm} (MPa)	A_f^2 m ²	σ_{tmf} MPa	A_{we} m ²	σ_{tmw} MPa	μ_1	μ_2	c MPa	V_u MN
OTROS	BACKHOUM-100	0.000	0.0	0.012	0.7	0.6	1.71	6.02	0.084
	BACKHOUM-300	0.000	0.0	0.012	2.1	0.6	1.71	5.83	0.109
	BACKHOUM-500	0.000	0.0	0.012	3.4	0.6	1.71	6.00	0.138
	KOSEKI	0.014	2.9	0.024	2.9	0.6	1.71	5.97	0.287
	RAMIREZ-a/d=1,5						1.71	0.00	0.000
UPC	FOURE -OH2	0.108	5.4	0.012	3.0	0.6	1.71	5.33	0.473
	FOURE-OH3	0.042	14.3	0.000	0.0	0.6	1.71	5.33	0.360
	FOURE-OH3BIS	0.036	16.7	0.000	0.0	0.6	1.71	5.33	0.360
	ANLLO-DCI -Joint A	0.600	5.0	0.038	3.5	0.6	1.71	5.40	2.217
	ANLLO-DC2 -Joint C	0.014	30.4	0.000	0.0	0.6	1.71	5.40	0.252
	POLO-PC-R-2	0.100	4.9	0.000	4.9	0.6	1.71	4.82	0.296
	POLO-PC-C-2	0.000	0.0	0.100	0.0	0.6	1.71	4.82	0.482
	POLO-PC-JC	0.000	3.9	0.052	3.9	0.6	1.71	4.82	0.593
	POLO-PC-JA	0.000	10.7	0.020	10.7	0.6	1.71	4.82	0.452
	LLOPART-SFRC-R-2	0.100	5.0	0.000	5.0	0.6	1.71	4.73	0.298
	LLOPART-SFRC-C	0.000	0.0	0.100	0.0	0.6	1.71	4.73	0.473
	LLOPART-SFRC-JC	0.000	3.6	0.052	3.6	0.6	1.71	4.73	0.569
	LLOPART-SFRC-JA	0.000	11.3	0.020	11.3	0.6	1.71	4.73	0.468
	PIERNAGORDA-PC-V1-35	0.300	7.3	0.045	3.3	0.6	1.71	5.05	1.786
	PIERNAGORDA-SFRC-V1-35	0.300	6.7	0.047	2.9	0.6	1.71	5.05	1.676
PIERNAGORDA-PC-V1-70	0.300	12.7	0.025	4.9	0.6	1.71	5.05	2.613	
PIERNAGORDA-SFRC-V1-70	0.300	11.4	0.046	4.9	0.6	1.71	5.05	2.661	
TURMO-PC-V3	0.300	4.6	0.028	2.0	0.6	1.71	4.90	1.061	
TURMO-SFRC-V3	0.300	4.7	0.040	2.1	0.6	1.71	5.26	1.200	

Tabla C.4. Valores de las variables necesarias para el cálculo de la capacidad resistente de las juntas según las recomendaciones ATEP

