





ARCER

Armaduras para Hormigón



Compromiso • Innovación • Prestación

En **ARCER** la Investigación e Innovación Tecnológica son nuestra razón de ser. Por ello, hemos desarrollado una nueva generación de barras corrugadas para hormigón con unas mayores **Prestaciones**, asumiendo el **Compromiso** de mantener este elevado nivel de **Calidad** y de seguir aportando al usuario final el mejor de los aceros.

Partiendo siempre de aceros de **Alta Ductilidad**, las barras **ARCER** superan los requisitos exigidos para estos productos tanto por la Reglamentación Oficial, como por las normas UNE de producto, lo que se

traduce en definitiva en un considerable aumento de la resistencia de la estructura frente al colapso.

El diagrama característico tensión-deformación de los aceros **ARCER** ha sido determinado mediante un riguroso estudio experimental, en el que se han realizado más de 18.000 ensayos, lo que permite garantizar su utilización como dato de proyecto, tal y como se indica en los comentarios al Artículo 38.2 de la vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

La identificación de estos aceros de **Altas Prestaciones y Calidad** va a ser muy sencilla a partir de ahora, puesto que llevarán grabada la palabra **ARCER** de forma clara en todas sus calidades y diámetros.

La confianza en nuestros productos, así como el convencimiento de que **NO TODOS LOS ACEROS SON IGUALES**, nos permiten garantizar el buen comportamiento de los aceros **ARCER** mediante un seguro de Responsabilidad Civil por un importe de más de 3 MILLONES de euros por siniestro.



Instituto para la Promoción de
Armaduras Certificadas (IPAC)
Orense, 58 - 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98 ; Fax: 91 556 75 89
E-mail: buzon@arcer.es
<http://www.arcer.es>



"La ductilidad es un puente sobre nuestra ignorancia" J. RUI-WAMBA

"La ductilidad es como la salud: se ignora su existencia...;hasta que se pierde!". T. P. TASSIOS



Foto de portada: Arco de Los Tilos en la isla de la Palma

EDITAN:



Instituto de Ciencias de la Construcción
Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

DIRECTOR:

Luis M^a Ortega Basagoiti

VOCALES:

Juan Luis Alcalá Sánchez
José M^a Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Lombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José M^a de Villar Luengo

ASESORES:

Antonio Aguado de Cea
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

SECRETARIO:

Jaime Peribáñez Sebastián

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y acero

REALIZACIONES

- El Arco de los Tilos en la Isla de La Palma (Canarias)** 5-34
Los Tilos Arch on La Palma Island (Canary Island)
S. Pérez-Fadón, J. E. Herrero Benítez, J. J. Sánchez, y M. Sánchez

INVESTIGACIONES

- Influencia de la armadura transversal en la separación de fisuras** 35-42
Transverse reinforcement influence in the distance between cracks
M. Fernández Ruiz

- Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero** 43-55
Non-linear evaluation of the structural effects of the delayed strains of steel and concrete
M. Fernández Ruiz y F.J. del Pozo Vindel

- Análisis numérico y experimental de vigas compuestas para puentes bajo cargas repetitivas** 57-70
Numerical and experimental analysis of composite beams for bridges under repeated loading
I. E. Rivas, G. A. Pérez y J. R. Barlek

- Nueva propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de hormigón amado** 71-84
A new propose for the slenderness lower bound in RC non sway columns
J. L. Bonet Senach, M. Collado Escuder, M. A. Fernández Prada y P. F. Miguel Sosa

- Optimización heurística de pórticos de paso de carretera de hormigón armado** 85-95
Heuristic optimization of reinforced concrete road portal frames
M. Carrera Hueso, J. Alcalá González, V. Yepes Piqueras y F. González Vidosa

- Cristalización simulada aplicada a la optimización económica de muros ménsula de contención de hormigón amado** 97-108
A simulated annealing approach to the economic optimization of reinforced concrete cantilever retaining walls
J. Alcalá González, M. A. Carrera Hueso, F. González Vidosa y V. Yepes Piqueras

- Hacia una Teoría Unificada del Campo de Compresiones** 109-118
Toward an Unified Compression Field Theory
E. Hernández-Montes y L. M. Gil-Martín

RINCÓN DE ACHE

- Monografía 9** 119-120
Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados 121-122

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A. (AYESA)
Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja
41902 SEVILLA



ALATEC, S.A.
José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (Madrid)



ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



ASOC. NACIONAL PREF. Y DERIVADOS CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID



ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
C/ Gran Capitá, 2-4. Edificio Nexus
08034 BARCELONA



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 1º
28006 MADRID

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
Grijalba, 9
28006 MADRID



CEDEX (Laboratorio Central)
Alfonso XII, 3. 28014 Madrid



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 MADRID



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 Bajo
03003 ALICANTE



DRAGADOS, S.A.
Avda. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID



ESTEYCO, S.A.
Menéndez Pidal, 17
28036 MADRID



EPTISA Cinsa Ingeniería y Calidad, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizzcaya)



EUROCONSULT
Avda. de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Acanto, 24 - 4º
28045 MADRID



FUNDACIÓN LABEIN
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (Bilbao)



HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID



IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID



INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)
Orense, 58 - 10º D
28020 MADRID



INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCIÓN
Avda. de Elche, 164
03008 ALICANTE



INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID



INTEMAC
Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte
28022 MADRID



NECSO ENTRECANALES
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (Madrid)



PRAINSA
Madrazo, 86.- Entlo. 1ª
08021 BARCELONA



ZUBIA INGENIEROS
República Argentina, 22 - 2º, Oficina 7
36201 VIGO (Pontevedra)



S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29.
28042 Madrid

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

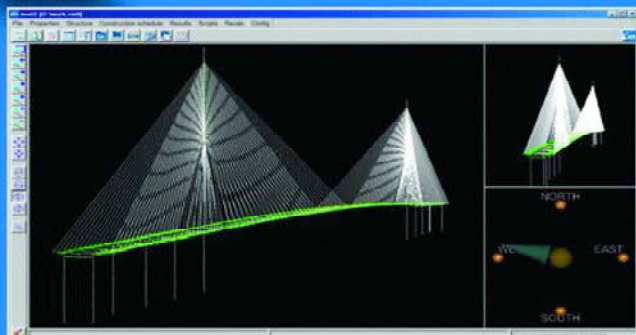
Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



Bridge Engineering Software

RM 2004

Liderando el camino hacia el futuro



Software de última generación para el diseño de puentes.
 Más de 30 años de experiencia en desarrollo.
 Especialmente preparado para trabajos de cada día.
 Comprobado en numerosas realizaciones para puentes de ferrocarril de líneas de alta velocidad.
 Utilizado en todo el mundo por las ingenierías más importantes.



TDV

Professional
Engineering
SOFTWARE

- Desarrollo de Software
- Cálculos Avanzados
- Consultoría



PEDELTA
INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS

Representante España
PEDELTA

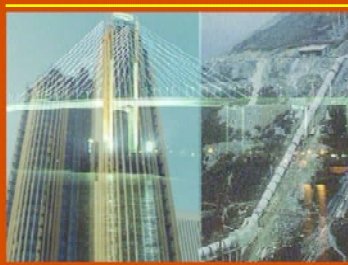
Tel: +34 934 300 094
Fax: +34 934 940 878

E-Mail: pedelta@pedelta.es
<http://www.pedelta.com>

E - 10

Estructuras
y
Edificación

Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados



RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, EJECUCIÓN Y MONTAJE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

- CAPÍTULO 1. Forjados de viguetas y losas nervadas.
 CAPÍTULO 2. Forjados de losas alveolares.
 CAPÍTULO 3. Elementos lineales para naves y edificios.
 CAPÍTULO 4. Elementos para puentes y acueductos.
 CAPÍTULO 5. Losas y bóvedas para obras de paso bajo terraplén.

- CAPÍTULO 6. Muros de contención.
 CAPÍTULO 7. Elementos para edificios con paneles.
 CAPÍTULO 8. Tubos y galerías.
 CAPÍTULO 9. Pilotes.
 CAPÍTULO 10. Traviesas de ferrocarril
 ANEJO 1. Bibliografía
 ANEJO 2. Definiciones

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 668 Págs.

Precios:

- | | |
|------------------------------|---------|
| – Para miembros o Colegiados | 44,00 € |
| – Precio venta al público | 55,00 € |



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
 Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 www.ciccp.es



SECRETARÍA DE ACHE
 Tel. 91 336 66 98 - www.e-ache.net

El Arco de los Tilos en la Isla de La Palma (Canarias)

Los Tilos Arch on La Palma Island (Canary Islands)



Santiago Pérez-Fadón

ICCP. Director Técnico de Ferrovial-Agromán



José Emilio Herrero Benéitez

ICCP. Jefe de Área de Puentes de Ferrovial-Agromán



Juan José Sánchez

ICCP. Ingeniero de Puentes de Ferrovial-Agromán



Marcos Sánchez

ICCP. Ingeniero de Puentes de Ferrovial-Agromán

RESUMEN

Este artículo es una puesta al día de la comunicación presentada en el Segundo Congreso de ACHE celebrado en Madrid en Noviembre de 2002. Por entonces el proyecto de construcción estaba terminado y la obra estaba iniciada. Ahora la obra se ha terminado y el puente se ha inaugurado con presencia de las autoridades locales y estatales el día 18 de Diciembre de 2004. Así, en este artículo, se ha revisado el conjunto de aquella comunicación, se han suprimido los antecedentes administrativos, se han concentrado en una ficha técnica las personas que han participado, se han suprimido referencias a otros arcos (Waxian y Martín Gil), se ha mejorado la explicación de las fórmulas para obtener los valores de la apertura del arco: $N0$ y $M0$, se han separado claramente los capítulos de proyecto 3 y 4 de los de construcción 5 y 6, se han añadido las mejores fotos de la construcción y se ha incluido un capítulo entero nuevo sobre los problemas habidos durante la ejecución.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera comarcal C-830 de la isla de La Palma en Canarias bordea la isla

por el Este. La carretera ha sido objeto de obras de acondicionamiento a las exigencias del tráfico actual, estas obras incluyen un gran viaducto en el tramo Tenagüa-Los Sauces. Este viaducto es un arco que salva el barranco de Los Tilos que se sitúa al final de un gran parque natural. En lo que sigue, al viaducto le denominaremos arco de "Los Tilos", tomando para él el mismo nombre del barranco que atraviesa. (Figura 1.)

ABSTRACT

This article updates the paper presented during the Second ACHE Conference held in Madrid in November 2002. At that time, the construction project was already finished and the construction works had started, at the present time the construction works have been completed and the bridge was officially opened with the presence of local and state authorities



Figura 1. Vista general del arco de Los Tilos.
Figure 1. General view of the Los Tilos arch.

on 18 December 2004. Hence, this article reviews that paper as a whole, removing the administrative background and referencing the persons involved in the technical specifications; references to other arches (Waxian and Martin Gil) have been removed and improved the description of the formulas to obtain the crown jack opening figures: N_0 and M_0 ; project chapters as well as 3 and 4 have been clearly separated from the construction chapter 5 and 6; better photos of the construction have been added and included a completely new chapter on the problems encountered during the execution.

1. INTRODUCTION

The C-830 regional road on the island of La Palma in the Canaries goes around the island from the East. The road has been subject to conditioning works in order to support the current traffic; these works include a large viaduct in the section between Tenagüa – Los Sauces. This viaduct is an arch that overcomes the Los Tilos gully located at the end of a natural park. In the following text, the viaduct has been called the “Los Tilos” arch, assuming the same name as the gully it crosses. (Figure 1.)

The Los Tilos gully is very deep and its slopes very steeply. In particular the South slope is almost vertical and

around 150 m deep. The North side is not as vertical, but its slope is also very steep. The gully has a volcanic origin, just like the entire island; with basalt rock of average quality alternated at random with ash areas. The distance between the two sides of the gully is about 105 m at the bottom and increases to 290 m at the top. The distance at the height of the arch foundations is about 250 m. Therefore the arch has a span of 255 m.

This last figure is highly significant. It is an arch with a span of 255 m and this means we are talking about one the largest arches in the world.

2. THE LARGEST CONCRETE ARCHES IN THE WORLD

The Fourth International Conference on Arch Bridges was held in Barcelona in November 2004: Arch’04. Some of the papers presented there describe a series of arches under execution in China that will soon change the ranking of arches with longest spans in the world. We have tried to establish this ranking at the end of 2004 based on information available on the Internet and have produced a list of the 20 longest concrete arches in the world. Table 1.

The Los Tilos arch with its 255 m span is ranked 13th in this table of the

El barranco de los Tilos es muy profundo y sus laderas muy escarpadas. En particular la ladera Sur es un acantilado casi vertical de unos 150 m de profundidad. La ladera Norte no es tan vertical, pero su pendiente es también muy grande. El barranco, como toda la isla, es de origen volcánico; pero los Basaltos no son de muy buena calidad y alternan desordenadamente con zonas de cenizas. La distancia entre las dos laderas es de unos 105 m en el fondo y, al ir subiendo, aumenta hasta unos 290 m en coronación. En el nivel donde sitúan las zapatas del arco es de unos 250 m. Así la luz del arco resulta de 255 m.

Este dato es muy significativo. Se trata de un arco de 255 m de luz y ello hace que estemos hablando de uno de los arcos más grandes del mundo.

2. LOS ARCOS DE HORMIGÓN MÁS GRANDES DEL MUNDO

En Noviembre de 2004 se celebró en Barcelona la Cuarta Conferencia Internacional sobre Puentes en Arco: Arch’04. En sus diferentes comunicaciones se incluyen una serie de arcos en ejecución en China que próximamente harán variar sensiblemente el ranking de arcos de mayor luz del mundo. Hemos tratado de establecer este ranking a finales del 2004 basándonos en la infor-

Tabla 1. Ranking de arcos de hormigón más grandes del mundo a finales del 2004
Table 1. Ranking of longest concrete arches in the world at the end of 2004

Ranking	Nombre Name	Luz (m) Span (m)	País Country	Año Year	Ranking	Nombre Name	Luz (m) Span (m)	País Country	Año Year
1	Wanxian	420	China	1997	11	Chateaubriand	261	France	1991
2	Krk-1 (east Span)	390	Croatia Croacia	1980	12	Takamatu	260	Japan	2000
3	Jianghiehe	330	China	1995	13	Los Tilos	255	Spain	2004
4	Yongjiang	312	China	1998	14	Wilde Gera	252	Germany	2000
5	Gladesville	305	Australia	1964	15	Shibenik	246	Croatia	1966
6	Amizade	290	Brasil Brazil	1964	16	Barelang	245	Sumatra	1998
7	Bloukrans	272	Suráfrica South Africa	1983	17	Tuanku Tambusai	245	China	1998
8	Arrabida	270	Portugal	1963	18	Krk-2 (west Span)	244	Croatia	1980
9	Sanan	270	China	1998	19	Xiaonanmen	240	China	1990
10	Sandö	264	Suecia Sweden	1943	20	Beppu-Myouban	235	Japan	1989

mación existente en Internet y hemos obtenido la tabla con la lista de los 20 arcos de hormigón más grandes del mundo. Tabla nº 1.

En esta tabla de los arcos más grandes del mundo, se puede ver que el arco de Los Tilos, con sus 255 m de luz, se situaría en decimotercera posición de esta tabla. Así pues esta comunicación trata de uno de los arcos más grandes del mundo como se decía en la introducción.

3. EL PROYECTO. DESCRIPCIÓN DEL ARCO DE LOS TILOS

En este apartado se describe el proyecto de construcción del arco de los tilos. Aunque este apartado trate del proyecto, es necesario explicar cuál fue el proceso de construcción contemplado para hacer el proyecto, existiendo después otro apartado que explica cómo se realizó efectivamente la construcción y los problemas que se tuvieron durante la misma.

3.1. Descripción General

En lo que sigue se describen las principales características del arco de Los Tilos (Figura 2). La estructura completa consta del arco propiamente dicho y sendos viaductos de acceso en cada ladera. La longitud total resulta de 319 m. Los viaductos de acceso tienen 32 m de longitud con

dos vanos cada uno de 15 y 17 m respectivamente. Sobre el arco hay otros 15 vanos de 17 m de luz. El arco tiene una luz de 255 m y su flecha es de 46.20 m, así la relación luz flecha es de 5.52. Es decir el arco tiene una forma clásica, bastante peraltado, lo cual, desde el punto de vista estético, es menos comprometido y, desde el punto de vista estático, determina que los esfuerzos axiales sean menores que con un arco más rebajado. El puente es casi simétrico, tiene igual número de vanos de igual luz a derecha e izquierda, pero la rampa longitudinal en el sentido del kilometraje junto con la diferencia de cota del terreno en ambas laderas, hace que las pilas y el estribo Norte sean inevitablemente más altas que las del Sur. Esto, aparte de su repercusión en el efecto estético, produce durante la construcción una estructura más flexible en el semi-arco Sur que en el Norte, lo cual tiene algunas consecuencias en el comportamiento estructural como luego se verá. En cualquier caso se ha realizado un diseño tan simétrico como ha sido posible y para ello ha sido necesario hacer un estribo muy alto para el viaducto de acceso en el lado Norte.

3.2. La sección transversal del arco, sus materiales

La sección transversal y disposición de materiales de la estructura responde al proceso de construcción. Este procedimiento (Figura 3) consiste, a grandes rasgos, en ir avanzando en voladizo

largest arches in the world. Therefore this paper discusses one of the biggest arches in the world, as stated in the introduction.

3. THE DESIGN PROJECT. DESCRIPTION OF THE LOS TILOS ARCH

This section describes the design project for construction of the Los Tilos arch. Although this section discusses the design project, we should explain the construction process initially designed to execute the bridge; another section afterward will cover the real construction process and the problems encountered during execution.

3.1. General description

The following is a description of the main characteristics of the Los Tilos arch (figure 2). The complete structure includes the arch itself and two access viaducts on either side. The complete bridge length is 319 m. The access viaducts are 32 m long at both sides of the main span, with two spans each of 15 and 17 m. Over the arch, the deck is connected with the arch in another 15 spans of 17 m in length. The arch has a span of 255 m and its rise is of 46.20 m; therefore the span rise ratio is 5.52. Hence the arch has a classic form, fairly deep, which from the aesthetic point of view, is less compromising and, from the static point of view means that axial loads are lower than with a lower arch. The bridge is almost symmetrical; it has the same number of spans of equal length on both the right and left. However the longitudinal gradeline plus the difference in height on either side means the piers and abutment of the North side are unavoidably higher than the South side. In addition to its influence of this dissimetry to the aesthetic side, it produces a more flexible structure during construction at the South semi-arch than the North, which has certain consequences to the structural behaviour, as we shall see further below. In any case, the design was performed as symmetrical as possible, avoiding to introduce a different number of spans for the access viaducts, which required a very high abutment on the North side.

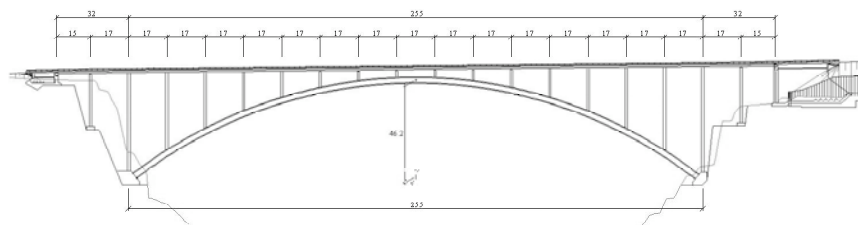


Figura 2. Alzado General del Arco de Los Tilos.
Figure 2. General drawing of the Los Tilos arch.



Figura 3. Proceso de construcción de avance por voladizos con diagonales temporales.
Figure 3. Construction process in cantilever with temporary diagonals.

3.2. The arch cross section, its materials

The cross section and layout of structural materials follows the construction process. In general terms, this procedure (Figure 3) involves progressing in cantilever from both sides. The arch frames are executed in sequence from the abutments as follows for each frame: a) Execution of the corresponding arch section consisting of four segments of varying lengths less than 6 m. b) Placing of a temporary diagonal consisting of steel cables. c) Execution of the end of frame column using climbing formwork. d) Placing of the corresponding steel deck section.

When the two cantilevers reach the centre of the span, the arch is closed with a crown segment that is executed "on site" and after "opening" the two semi-arches with jacks of sufficient strength.

During the cantilever stage, the columns and arches work mainly under compression and therefore have been designed in concrete, the diagonals and deck mainly work on tension and therefore have been designed in steel. Both concrete and steel materials are used in the way that best suits their features. Deepening a little further in the structural behaviour during construction, it is clear that the predominant vertical load is self weight; therefore reducing that load has double financial importance. There are two ways to reduce the weight of concrete:

a) Lightweight concrete.

High strength concrete and reduce thickness beyond the density increase.

In the case of the Los Tilos arch, we have chosen the second option because we personally prefer this kind of concrete for major structures like this one. After selecting steel as the material for the deck, it is also possible to minimize weight during construction. Because the deck consists of two steel beams and a concrete slab on top of them, only the steel part was used during construction, in other words, two longitudinal beams.

Regarding the general dimensions of the cross section (Figure 4), it is impor-

tant to consider that an arch built using this procedure during construction has a very different behaviour to an exempt arch. In fact, we already stated that in the case of loads on their plane act as a truss of great depth and jointly with columns and deck in the case of transversal wind loads. Hence the inertia to be considered on the transversal plane is that of the structure as a whole. For example, the width of the deck is very important, which in this case is 12 m for the finished bridge. During construction, the deck consisted of two steel beams only; therefore the rigidity of the cross bracing between them was fundamental so that the inertia was of the whole and not the sum of individual inertias of the two beams. Furthermore, high strength concrete is more rigid, which resulted in a highly slender structure that represents a record in the bibliography analyzed (see papers of the 2nd ACHE Conference). In order to determine these dimensions second order analysis was performed, obtaining both SLS and ULS scenarios as well as deflections due to

desde ambas laderas. Para ello se realizan sucesivamente los recuadros del arco desde los estribos del mismo con la siguiente secuencia para cada recuadro: a) Realización del tramo de arco correspondiente formado por cuatro dovelas de diferentes longitudes menores de 6 m. b) Colocación de una diagonal temporal constituida por cables de acero. c) Ejecución de la pila del final del recuadro mediante encofrados trepantes. d) Colocación del tramo de tablero metálico correspondiente.

Cuando los dos voladizos alcanzan el centro de la luz se procede a cerrar el arco con la dovela de clave que se ejecuta "in situ" y previa "apertura" de los dos semiarcos mediante gatos de suficiente fuerza.

Durante el voladizo, las pilas y el arco trabajan principalmente a compresión por lo que se han diseñado de hormigón, las diagonales y el tablero trabajan principalmente a tracción por lo que se han diseñado de acero. Así los materia-

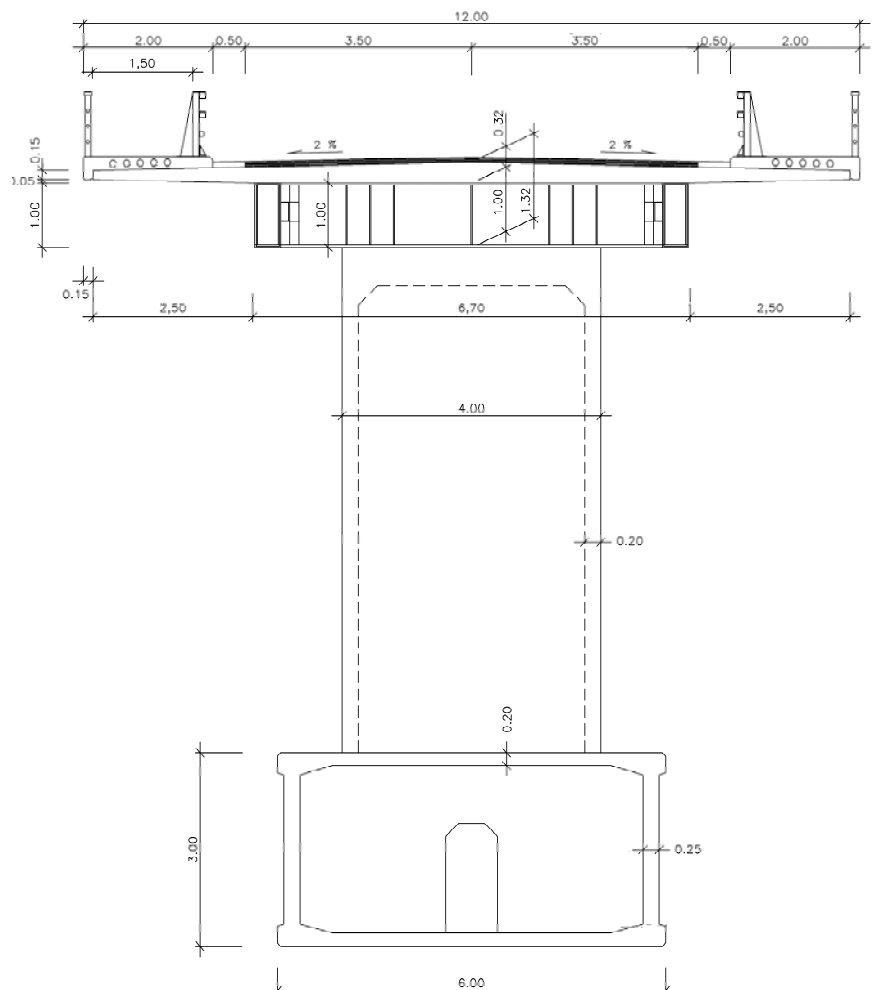


Figura 4. Sección Transversal por pila.
Figure 4. Cross section by column.

les Hormigón y Acero trabajan cada uno al modo para el que están mejor dotados. Si se entra un poco más a fondo en el trabajo estructural durante la construcción, se puede ver que la carga vertical predominante que actúa es la de peso propio, por lo tanto reducir esa carga tiene doble importancia económica. Hay dos vías para reducir el peso del hormigón:

- Utilizar hormigones ligeros
- Utilizar hormigones de alta resistencia y disminuir los espesores más de lo que aumente la densidad.

En el caso del arco de Los Tilos se ha elegido la segunda porque personalmente preferimos este tipo de hormigones para grandes estructuras como ésta. En el tablero, una vez elegido el acero como material, también se puede economizar peso durante la construcción. Como el tablero se compone de sendas vigas metálicas y un forjado de hormigón encima de ellas, durante la construcción se utilizará solamente la parte metálica, es decir las dos vigas longitudinales.

Referente a las dimensiones generales de la sección transversal (Figura 4), hay que tener en cuenta que un arco construido por este procedimiento tiene durante la construcción un comportamiento muy diferente a un arco exento. En efecto para las cargas en su plano ya se ha dicho que trabaja como una celosía de gran canto y para las cargas de viento perpendiculares a su plano trabaja solidariamente con las pilas y el tablero. Así la inercia que hay que considerar en el plano transversal es la de la estructura en su conjunto. Por ejemplo es muy importante el ancho del tablero que en este caso es de 12 m para el puente acabado. En construcción el tablero está formado sólo por las dos vigas metálicas por lo que es fundamental la rigidez del arriostramiento horizontal entre ellas a fin de que la inercia sea la del conjunto y no la suma de las inercias individuales de las dos vigas. Si además se tiene en cuenta que el hormigón de alta resistencia es más rígido, se ha llegado a una esbeltez para la estructura que constituye un récord dentro de la bibliografía analizada (ver comunicaciones del II Congreso de ACHE). Para fijar estas dimensiones se han hecho cálculos que tienen en cuenta los esfuer-

zos de segundo orden y determinan las situaciones de E.L.S. y E.L.U. así como las flechas que se producen por la carga de viento en construcción y para el puente acabado. Los cálculos se han repetido para diferentes anchos y con diferentes cantos y al final de este estudio se ha llegado a una sección de 6 m de ancho y 3 m de canto. Esto significa una relación luz canto de 85 que está cerca de 100 que es la referencia habitual.

Al mismo tiempo que se hacían los cálculos preliminares para determinar las principales magnitudes de la sección transversal, se puso en marcha con la asesoría de especialistas el estudio de la fórmula de trabajo para un hormigón de alta resistencia.

Inicialmente se había pensado en fabricar un hormigón de resistencia característica a los 28 días de 100 MPa. Se pensaba utilizar los áridos basálticos de la zona, cementos de buena calidad, humo de sílice y superplastificantes de última generación. Sin embargo, por las razones que luego se dirán, no se pudo pasar de 75 MPa. Si bien en obra se consiguieron siempre resistencias por encima de este valor y próximas a 80 MPa.

Al mismo tiempo que se hacían los cálculos preliminares y el estudio de la fórmula de trabajo, se fijaron los espesores de las paredes del cajón. En este caso los espesores mínimos no dependen de los requerimientos estructurales; si no de la posibilidad de puesta en obra del hormigón. Y, si tenemos en cuenta las resistencias tan altas de los hormigones que se pueden fabricar hoy en día, podemos incluso afirmar que la limitación viene de la colocación en obra. Por eso se consultó la opinión de Encargados expertos en colocación de hormigón estructural. Finalmente, como un compromiso entre todos los agentes que intervinieron en el proyecto, se decidió fijar estos espesores en 20 cm para las losas superior e inferior del cajón y 25 cm para las almas que, en principio, tendrían mayor dificultad de colocación. En el primer recuadro, donde las sollicitaciones de flexión son mayores, estos espesores se aumentaron hasta 30 cm y 40 cm respectivamente. De esta manera, después de algunos meses de trabajo, la sección transversal de la estructura quedó fijada como se indica en la figura 4.

wind during construction and after the bridge completion. The calculations were repeated with different widths and varying depths and finally settled on a section that is 6 m wide and 3 m deep. This represents a span depth ratio of 85, which is close to the traditional 100.

At the same time as the preliminary calculations were being performed to determine the main figures of the cross section, a survey was initiated with specialist consultants to determine the components amount of high strength concrete.

Initially it had been planned to make concrete with a characteristic strength of 100 MPa after 28 days. The idea was to use the basalt aggregates in the area, good quality cement, silica fume and last generation superplastifiers. However, for reasons described below, it was not possible to exceed 75 MPa. Although in the construction, the strength obtained was always greater than this value and closer to 80 MPa.

The thickness of the box walls was defined while producing the preliminary calculations and analysis of the concrete components. The minimum thicknesses not only depend on structural requirements, but also on the possibility of laying concrete. And, considering the high resistances of concrete available today, we can also say that the limitation depends on the placing on site. Therefore, we asked for the opinion of workmen experienced in placing structural concrete. Finally, as a compromise of all the agents involved in the project, it was agreed to set these thicknesses at 20 cm for the upper and lower slabs of the box and 25 cm for the web, which initially would be harder to place. These thicknesses increased to 30 and 40 cm respectively in the first frame, where the bending forces are greater. This way, the cross section of the structure was set as specified in figure 4 after a few months.

3.3. Column section

The arch columns (Figure 5) represent an important part of the structure's weight, therefore the same reasons stated for the arch in order to reduce its dimensions and thickness of walls. On the bridge plane, the columns width was designed as varying depending on their

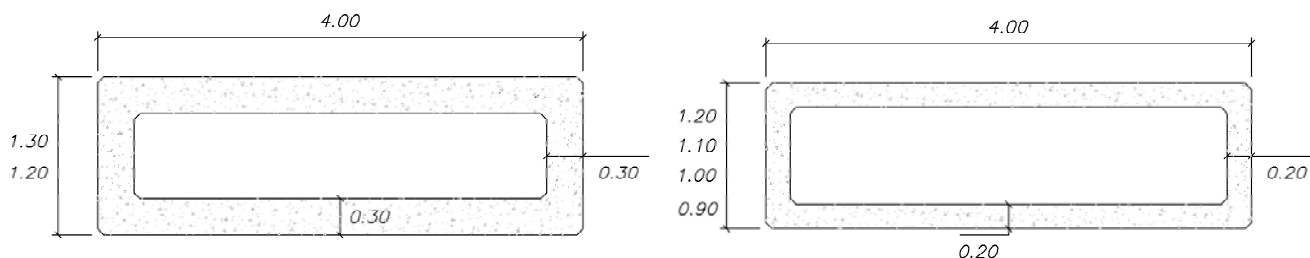


Figura 5. Pilas vanos de acceso y sobre el arco.
Figure 5. Column access spans and over the arch.

height, and on the transversal plane of equal width. Therefore, the columns have varying widths ranging from 4×1.30 m, for the column over the arch abutment (which is the highest), to 4×0.90 m for the ones in the centre of the arch. The columns of the access viaducts have been designed with thicknesses of 30 cm and ordinary concrete and the ones over the arch with thicknesses of 20 cm and high strength concrete (Figures 11 and 12). All these dimensions were considered in the above mentioned calculations in order to analyze the dimensions of the arch and check its sufficiency.

3.4. The deck cross section

The cross section of the steel beams was also subject to several analyses during design (Figure 4). It is obvious that the main mission of these beams is to transmit tension force to the abutment, as they constitute the upper member of the Pratt truss of great depth during the cantilever. This value is com-

pounded on the one hand by transversal wind forces that notably increase tension to one of the two beams. The maximum tension value to due exclusively to self weight is about 20 MN and is increased up to 30 MN due to horizontal flexion caused by wind. Furthermore, the construction elements rolling over these beams, specifically the crane, produce local efforts that, in some cases, are simultaneous and therefore must be considered when sizing these beams. Finally, the beams were left with S 355 steel section of 500 MPa of failure stress, 1000 x 400 mm in size and variable steel plate thicknesses ranging from 40 mm to 15 mm depending on section to abutment distances.

In terms of horizontal bracing for wind loads (Figure 6), the combined stiffness of the two beams was analyzed using different web trusses joined horizontally. One of the struts of this truss is mandatory to connect with the piers with a cross beam.

3.3. La sección de las pilas

Las pilas del arco (Figura 5) representan una fracción importante del peso propio de la estructura por lo que había las mismas razones dichas para el arco para disminuir sus dimensiones y el espesor de sus paredes. En primer lugar se decidió que, en el plano del puente, fueran de ancho diferente unas de otras según su altura, y por otra parte que, en el plano transversal, fueran todas de igual ancho. Así las pilas varían sus dimensiones en planta desde 4×1.30 m, para la pila situada sobre el estribo del arco que es la más alta, hasta 4×0.90 m para las que están en el centro del arco. En cuanto a espesores se han diseñado con 30 cm y hormigón ordinario las que están fuera del arco y con 20 cm y hormigón de alta resistencia las que gravitan sobre el arco (Figuras 11 y 12). Todas estas dimensiones se introdujeron en los cálculos citados anteriormente para estudiar las dimensiones del arco y se comprobó su suficiencia.

3.4 La sección transversal del tablero

La sección transversal de las vigas metálicas también fue objeto de estudios varios para su dimensionamiento (Figura 4). Es evidente que la principal misión de estas vigas durante la construcción es transmitir hasta el estribo el tiro de tracción, ya que constituyen el cordón superior de la celosía Pratt de gran canto durante el voladizo. A este valor se añade la acción del viento transversal que incrementa muy notablemente la tracción en una de las dos vigas. El valor de la tracción máxima debida exclusivamente al peso propio es de unas 20 MN y se ve incrementada hasta 30 MN por la flexión horizontal debida al viento. Además los elementos de construcción que ruedan sobre estas vigas, muy particularmente la grúa, pro-

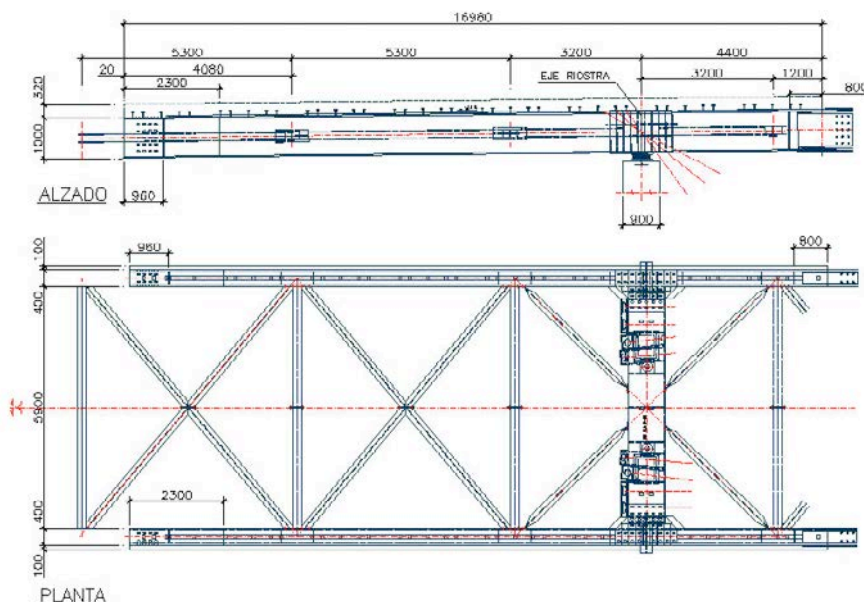


Figura 6. Planta del tablero metálico.
Figure 6. Steel deck.

ducen unos esfuerzos locales que, en según que casos, son concomitantes y por tanto hay que tenerlos en cuenta al dimensionar estas vigas. Finalmente las vigas quedaron con una sección de acero S 355, de 50 MPa de tensión de rotura, de dimensiones 1000 x 400 mm con espesores de chapa variables desde 40 mm hasta 15 mm según las distancias de las secciones al estribo.

En cuanto al arriostramiento contra el viento (Figura 6), se realizaron estudios de rigidez del conjunto de las dos vigas con diferentes almas de celosías uniéndolas en un plano horizontal. Hay que tener en cuenta que uno de los montantes de esta celosía es obligado por tratarse de la traviesa de pila.

En efecto, la pila es más estrecha que la separación de las vigas principales por lo que se ha dispuesto una viga traviesa embrochalada a las vigas principales para apoyar sobre la pila. A fin de que la colocación fuera más sencilla y para poder atornillar la viga traviesa a las vigas longitudinales, se dispuso una llave de cortante que, juntamente con cremalleras de taladros ovoides, permitiría absorber las holguras de construcción en lo que se refiere a la posición longitudinal a la que se llegue en la cabeza de las pilas (Ver figuras 13 y 15). Y efectivamente estas holguras pudieron absorberse sin problemas, otra cosa es la rigidez que tiene esta unión en el ajuste vertical entre vigas longitudinales y traviesas como luego se verá.

El resto de montantes y diagonales se tantearon con diversos perfiles, si bien finalmente se eligió como perfil el HEB de 200 mm para todas ellas. La rigidez del conjunto vigas más arriostramiento, con estos perfiles, frente a la flexión horizontal producida por el viento, es del orden del 60% de la que tendría una viga de alma llena. Para este cálculo se ha tenido en cuenta la deformación por cortante de la celosía.

Por otra parte, durante el proyecto, preocupaba la calidad de la soldadura que habría de ejecutarse a 150 m de altura sobre el terreno y en una zona expuesta directamente a los vientos provenientes del Océano Atlántico. Por ello se diseñaron las uniones de los tramos de las vigas principales como uniones pretensadas por medio de tornillos de alta resistencia (Figura 7). Después se extendió la idea a toda la estructura

metálica. Se pensaba durante el proyecto que esto daría una mayor seguridad y que además proporcionaría un montaje mucho más rápido. Como se verá más adelante las cosas no sucedieron exactamente así. En cualquier caso en las condiciones de proyecto se establecieron algunas precauciones para garantizar que se ha introducido la fuerza especificada en cada unión. En suma estas precauciones fueron:

- a) Calibrar frecuentemente las pistolas de apriete.
- b) Estudiar las superficies de rozamiento entre los tornillos y las chapas.
- c) Medir el número de vueltas de apriete de los tornillos.
- d) Con objeto de asegurar un correcto ensamblaje en la obra, realizar en taller un montaje en blanco de 3 tableros consecutivos, incluidas las riostras de pila y el arriostramiento transversal (Figura 16.)

En cuanto al tablero de los viaductos de acceso, se discutió inicialmente si debían ser con tablero de hormigón o mixto como el resto del tablero que está sobre el arco. Se impuso por sí misma la idea de que fueran mixtos, ya que durante la construcción tenían que llevar el tiro horizontal hasta los estribos y, de éstos, al terreno.

In order to simplify the placing and to screw the beams braced to longitudinal beams, a shear key was provided that, together with ovoidal hole sets, could absorb construction looseness in terms of the longitudinal position at the head of the columns (see figure 13 and 15). And in fact the looseness was absorbed without any problems; quite different is the rigidity of this joint in the vertical adjustment between longitudinal and cross beams, as will be seen later.

The rest of struts and cross beams were tested with different profiles, finally choosing 200 mm HEB as the profile for all. With these profiles, the rigidity of the beams plus horizontal bracing for wind loads, considering the shear distortion of the truss, is around 60% of what would be provided by a solid web beam.

On the other hand, during the project, the quality of the welds to be executed at 150 m above the surface was a concern, especially in an area directly exposed to winds from the Atlantic Ocean. Unions were designed for the main beam sections as high strength prestressed bolt joints (Figure 7). Then the idea was extended to the entire steel structure. During the project it was thought this would provide greater rigidity and furthermore, provide for a much faster assembly. As explained further below, things did not happen as expected. In

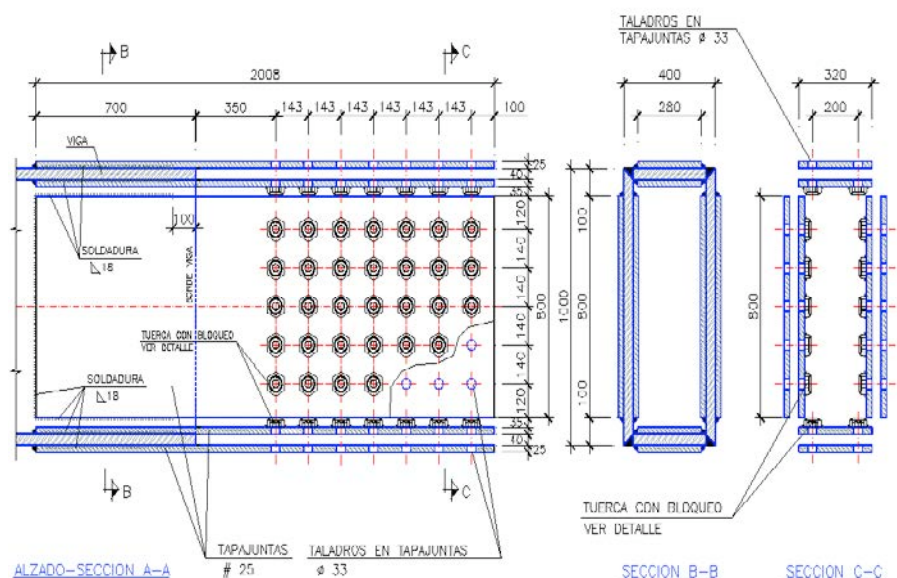


Figura 7. Uniones vigas principales.
Figure 7. Main beam unions.

any case and considering the project conditions, certain precautions were established in order to guarantee the strength specified in each joint. In summary, these precautions were:

- Frequently recalibrate automatic tensioning wrenches.
- Review the friction area between bolts and steel plates.
- Measure the number of turns for tensioning the bolts.
- In order to ensure proper assembly at the site, an undeformed test assembly of 3 consecutive segments was performed including horizontal truss beams (Figure 16).

Regarding the deck on the access viaducts, there were some initial discussions considering whether they should be made with concrete slabs or composite like the rest of the deck over the arch. The idea of composite was finally selected, as the construction required conveying the horizontal force to the abutment and from these to the ground.

3.5. Abutments and anchorage to the ground

The abutment on the South side is relatively low. It has less than 6 m in height from the lower face of the foundation to the road surface; however it is proportionally very long because it needs space for anchorages that will provide the reaction to balance the deck force during construction.

The North abutment (Figure 8) is much higher because the road gradient slopes up at 1.14% from the South abutment and that the land is about 10 m lower. Hence this abutment has one of 20 m in height and must support the horizontal reaction of the cantilever at that height during construction. At this height it seems necessary to avoid the land pushing. The normal thing would be to build an open abutment with a front berm that could balance the push; however in this case, there was not enough space in front of the abutment and the goal was to precompress the abutment with back stays to balance the horizontal reaction of the deck, as had been done at the South abutment, and therefore has been designed as a hollow abutment.

A hollow abutment is basically a box (even with roof) that is missing the back wall where the fill would be retained; because this wall is missing, the fill lays inside the box with its natural slope and forms a cone on the outside. There are no earth pressure if the abutment is long enough that the fill does not reach the front wall. Furthermore, this box has sufficient capacity to anchor the cables on its upper longitudinal edges and pre-stress them to the ground.

Inside the concrete walls, the abutment establishes a nodal zone between various compression struts; in order to analyze the balance of this nodal zone, the external forces that work on the abutment are checked:

- The deck, which is the upper member in tension of the Pratt truss, pulls

3.5. Los estribos y el anclaje al terreno

El estribo del lado Sur es relativamente bajo. Tiene menos de 6 m de altura desde la cara inferior de la zapata hasta la rasante de la carretera; sin embargo es proporcionalmente muy largo debido a que se necesita espacio para los anclajes que van a proporcionar la reacción para equilibrar el tiro del tablero durante la construcción.

El estribo Norte (Figura 8) es mucho más alto debido a que la rasante de la carretera sube con el 1,14% desde el Estribo Sur y a que el terreno está unos 10 m más bajo. Así este estribo tiene uno 20 m de altura y tiene que soportar a esa altura la reacción horizontal del voladizo durante la construcción. Con esta altura parece necesario evitar el empuje de las tierras. Lo habitual sería hacer un estribo abierto con una berma delantera que equilibrará dicho empuje; sin embargo en este caso no se disponía de espacio delante del estribo y además se deseaba pre-comprimir el estribo con los cables de retenida para equilibrar la reacción horizontal del tablero al igual que se ha hecho en el estribo Sur, por lo que se ha diseñado como estribo hueco.

Un estribo hueco es un cajón (incluso con techo) al que le falta la pared dorsal contra la que empujarían las tierras, al no existir esta pared las tierras penetran en talud al interior del cajón y forman un cono por el exterior. Si el estribo es suficientemente largo para que las tierras no alcancen la pared frontal no se producen empujes. Por otra parte este cajón tiene la suficiente capacidad para poder anclar en sus aristas longitudinales superiores los cables y pretensar el conjunto contra el terreno.

En el hormigón del estribo se establece un nudo entre varias bielas de compresión, para analizar el equilibrio de este nudo se analizan las fuerzas exteriores que actúan sobre el estribo:

- El tablero, que es el cordón superior en tracción de la celosía Pratt, tira del estribo cuasi horizontalmente. El tablero se ancla al estribo introduciéndose en él una cierta longitud de anclaje por detrás del nudo. Para anclarlo se disponen conectadores en una cierta longitud y como seguridad adicional

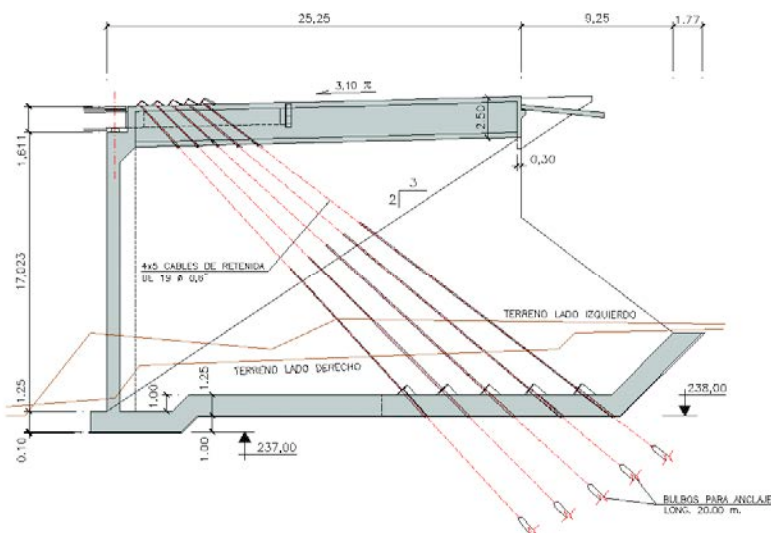


Figura 8. Alzado estribo norte.
Figure 8. North abutment drawing.

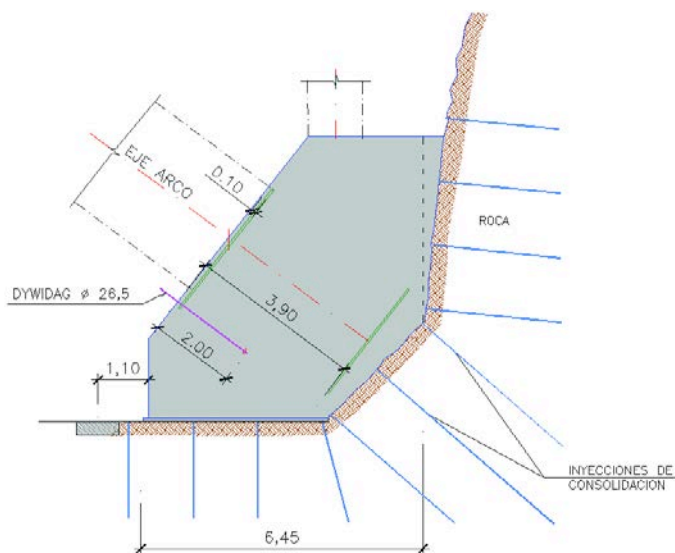


Figura 9. Inyecciones de consolidación.
Figure 9. Consolidation injections.

una placa al final del mismo. El tablero al tirar produce una biela de compresión en el hormigón del estribo que le rodea.

b) Los anclajes superiores de los cables situados en la parte superior de las paredes del estribo por encima de las vigas del tablero, producen unas bielas de compresión en el hormigón del estribo que hay debajo de ellos.

c) La reacción del terreno contra la zapata del estribo produce unas bielas de compresión en el hormigón de dicha zapata del estribo. Así, estas tres bielas de compresión se equilibran en el hormigón del estribo. Precisamente en esa zona donde se equilibran las bielas el hormigón del estribo se ha proyectado de alta resistencia. Por otra parte, analizando las fuerzas exteriores que actúan sobre los cables, se tiene una reacción del estribo que “tira” de los anclajes de los cables hacia arriba y una reacción en el bulbo inyectado en la roca que “tira” de los cables hacia abajo, con lo cual se cierra el equilibrio.

Hay un total de 4 grupos de cables. Cada grupo es de 5 tendones y cada tendón es de 19 cordones de 0.6” de diámetro (Figura 8). La fuerza de tesado es del 60% de su fuerza característica de rotura es decir 30 MN. Como los cables están inclinados entre 40° y 50° proporcionan una componente horizontal de 42 MN que son los que equilibran el tiro del tablero.

3.6. Las cimentaciones

Las laderas del barranco, como el resto de la isla son de origen volcánico. Están formadas por una alternancia de basalto vacuolar y escorias o piroclastos. Esta alternancia es desordenada y no se configura en forma de capas continuas más o menos horizontales de uno y otro material. Además hay abundancia de fracturas o chimeneas volcánicas con o sin relleno piroclástico. En la etapa del proyecto de construcción se han realizado trece sondeos para estudiar las cimentaciones de estribos y pilas; sin embargo la distribución de los materiales es tan aleatoria y la presencia de cuevas tan abundante que ha habido que recurrir a estudiar las cimentaciones “in situ” una vez abiertas las excavaciones. Así en los casos que ello ha sido posible se ha profundizado la excavación para encontrar un nivel de basalto y desde allí recrecer con hormigón pobre.

En el caso de las zapatas del estribo del arco (Figura 9), un cálculo como sólido rígido daría tensiones muy altas, del orden de 1,2 MPa, sin embargo el cálculo se ha hecho con un programa de diferencias finitas en tres dimensiones FLAC 3D que permite tener en cuenta la redistribución tensional bajo la zapata, producida al asignar al suelo un modelo constitutivo rígido plástico con criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb, lo que se traduce en menores tensiones de pico, y en esas condiciones que la plastificación del terreno sea no significativa.

the abutment almost horizontally. The deck is anchored to the abutment introducing a certain length of anchorage behind the nodal zone. Shear connectors of certain length are provided to anchor it, including a plate at the end for additional safety. As the deck pulls it produces a compression strut in the concrete of the abutment that surrounds it.

The upper anchorages of stays located in the upper part of the abutment walls over the deck beams produce compression struts in the concrete of the abutment below them.

The reaction of the land against the abutment foundation produces compression struts in the concrete of the abutment foundation. Hence these three compression struts are balanced in the abutment concrete. Precisely in this zone where the concrete struts are balanced, the abutment was designed of high resistance. On the other hand, analyzing the external forces that work on the stays: the abutment “pulls” the stay anchorages upwards and the box injected into the rock “pulls” the cables down, which balances the forces.

There is a total of 4 groups of cables. Each group consists of 5 strands and each strand is of 19 members of 0.6” diameter (Figure 8). The stress strength is 60% of its characteristic failure load, i.e.: 30 MN. As the cables are sloped between 40° and 50° they provide a horizontal component of 42 MN, which balance the deck pull.

3.6. Foundations

As it was described in the introduction, the slopes of the gully - like the rest of the island - are of volcanic origin. They are formed by alternating vacuolar basalt and slag or pyroclasts in a disorganized manner; the layers between one material and the other are not laid horizontally. Furthermore, there is an abundance of fractures or volcanic chimneys, with and without pyroclastic filling. Thirteen tests were performed during the modified design stage to review the foundations of abutments and columns; however the distribution of the materials is highly random and caves are highly abundant that it was decided to analyze the foundation

"in situ" after opening the excavations. Hence, in the cases where it was possible, the excavation went deeper in order to find a basalt layer and from there lay poor concrete.

In the case of the arch abutment foundations (Figure 9), a rigid solid calculation would provide very high tension values, around 1,2 MPa; however the calculation was done with design concept of finite variations in three dimensions FLAC 3D, which considers the tensional redistribution under the foundation, produced by assigning a rigid-plastic constitution model with Mohr-Coulomb type failure criteria; this results in less peak tensions, and in these conditions, the plastification of the ground is minimized.

In any case, and in order to guarantee that the actual terrain and the model matched, we designed: on one hand a concrete filling for the greater caves that appeared on the slope below the arch abutment; and on the other, a campaign of systematic 1.50 x 1.50 m grid injections below and behind the arch foundation (Figure 9).

4. CALCULATION CRITERIA

This section describes some of the criteria used in the arch calculation from a conceptual point of view. The various papers on this matter published during the 2nd AHE Conference held in Madrid, November 2002 provide greater detail on this matter.

4.1. The arch anti-funicular, creep and crown jack opening

The basic idea about the structural behaviour of an arch is to resist compression. Or said in less modern terms: the wandering thrust line must not exceed the section kernel. The thrust line is the line formed by the points of all arch transversal section where the compression forces plus the bending moments are reduced to a compressed force as the only result. In fact, these terms are less current because modern materials provide resistance to tensions caused by flexion. The layout of reinforcements, bond strength, resistance of concrete to compression, prestressing,

etc. are factors that make designers not increase their concern about the thrust line coming out of the arch kernel. The tensions generated will be absorbed by the reinforcement and the arch will work in perfect flexion. And so it is; but minimizing financial cost is obtained by making the thrust line separate as little as possible from the kernel. Another specific paper would be required at the Conference to discuss the binomial Engineering vs. Cost of construction; suffice it to say that in my opinion, this is a subject that does not worry our engineers as much as it should.

Returning the Los Tilos arch, the idea that governed this design was to achieve the most accurate load antifunicular. The first thing is to specify the load of the antifunicular. And the answer seems easy: for the permanent load. However it is not as simple because the arch has time dependent shrinkage and creep movements, as well as an average arch temperature depending on the day of the year. So a choice had to be made, and this is what was decided in this case: that the antifunicular should be for permanent loads after finishing the shrinkage and creep process (most will have occurred within a ten year period approximately) and for the day when the arch has a temperature equal to the average annual temperature. It seems logical to select the antifunicular for after the shrinkage and creep, because it will spend approximately 90 of its expected life of 100 years in that situation; and only ten in transitory situations with decreasing creep.

How can the antifunicular be made for after the creep? The answer is not simple as the arch goes through construction phases that result in self weight efforts at the end that have no comparison if the same arch had been built entirely over arched falsework. Hereinafter the stage by stage efforts are called M_{pp}^I ; and the efforts caused by self weight on the finished arch are called M_{pp}^{II} . Creep induces changes as if part of the applied loads in the initial static scheme work on the final static scheme and drive forces diagrams to an intermediate situation between them. Notice that in reality the arch only has the stage by stage efforts diagram for a moment and never has the finish arch efforts diagram. The intermediate situation is traditionally expressed (in an

En cualquier caso para garantizar que el terreno real y el del modelo se correspondían se ha proyectado: por un lado un relleno de hormigón de las cuevas mayores que afloraban a la ladera por debajo del estribo del arco; y por otro lado una campaña de inyecciones sistemáticas en cuadrícula de 1.50 x 1.50 m por debajo y por detrás de la zapata del arco (Figura 9).

4. CRITERIOS DE CÁLCULO

En este apartado se describen desde un punto de vista conceptual algunos criterios empleados en el cálculo del arco. Para un mayor detalle en esta materia se pueden consultar las diversas comunicaciones sobre este tema en el II Congreso de AHE que se celebró en Madrid en Noviembre del año 2002.

4.1. El antifunicular del arco, la fluencia y la apertura en clave

En cada sección transversal del arco hay un punto en el que el sistema vectorial que componen los esfuerzos sobre esa sección se reduce a una resultante única. Se denomina línea de presiones a la línea formada por esos puntos de todas las secciones transversales del arco. La idea básica para el trabajo estructural de un arco es que resista a compresión simple o compuesta. O dicho en términos que han perdido actualidad: que la línea de presiones no se salga del núcleo central de la sección. Y en efecto estos términos han perdido actualidad porque los materiales modernos permiten resistir las tracciones producidas por la flexión. La disposición de armaduras, la adherencia, la resistencia del hormigón a compresión, el pretensado, etc. son factores que hacen que los proyectistas no se preocupen mayormente de que la línea de presiones se salga del núcleo central del arco. Las tracciones a las que dé lugar se absorberán con la armadura y el arco funcionará en flexión perfectamente. Y así es; pero el coste económico mínimo se obtiene haciendo que la línea de presiones se separe lo menos posible del núcleo central. Sería necesaria en esta revista otro artículo específico para hablar sobre el binomio Ingeniería versus Coste de la obra, baste decir aquí que, en opinión de quien suscribe, es un

tema que no preocupa como debiera a nuestros proyectistas.

Volviendo al arco de Los Tilos, la idea que ha presidido este proyecto ha sido conseguir el antifunicular de cargas más exacto posible. Lo primero que hay que hacer es especificar la carga del antifunicular. Y la respuesta parece fácil: para la carga permanente. Sin embargo no es tan sencillo, porque el arco tiene movimientos reológicos de retracción y fluencia, así como una temperatura media del arco según el día del año en que se encuentre. Pues bien hay que realizar una elección y la que se ha tomado en este caso ha sido: que el antifunicular sea para las cargas permanentes después de haber terminado el proceso de retracción y fluencia (la mayor parte se habrá producido en unos diez años aproximadamente) y para el día en que el arco tenga como temperatura media la media del año. Parece lógico elegir el antifunicular para después de la retracción y fluencia, pues si la vida útil del arco son 100 años, va a estar aproximadamente 90 años en esa situación; en tanto que sólo 10 en situaciones transitorias con fluencia decreciente.

¿Cómo se puede hacer que el antifunicular lo sea para después de la fluencia? La respuesta no es sencilla ya que el arco pasa por unas fases de construcción que dejan al final de la misma unos esfuerzos de peso propio que nada tienen que ver con los que tendría el mismo arco construido completo sobre una cimbra. A los esfuerzos de fase a fase se les denomina en lo que sigue M_{ppI} ; y a los esfuerzos producidos por todo el peso propio actuando sobre el arco terminado M_{ppII} . La fluencia va a producir un cambio de esquema estático cuyo resultado es como si parte de las cargas aplicadas en el esquema estático inicial actuasen en el esquema estático final y llevaran las leyes de esfuerzos a una situación intermedia entre uno y otro. Obsérvese que en realidad el arco sólo tiene por un instante la ley de esfuerzos de fase a fase y que nunca tiene la ley de esfuerzos de arco terminado. La situación intermedia habitualmente se expresa (de un modo sólo aproximado) mediante la ecuación:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II}$$

en la que c es un coeficiente que depende de la fluencia y que en el caso de los hormigones de alta resistencia con

humo de sílice es del orden de $c = 0.5$. Así pues, parece que si elegimos el antifunicular para después de la fluencia se debería ajustar a una ley de esfuerzos que es suma de esta ley más la del resto de cargas permanentes que actúa sobre el esquema estático de arco terminado: M_{rcp}^{II} . En una forma práctica esto se ha hecho del siguiente modo:

a) Se ha dado al arco la geometría del antifunicular que pasa por clave y estribos (se ha fijado pues la relación Luz Flecha) y se ha obtenido la poligonal que responde al antifunicular de las cargas de peso propio (no sólo del arco sino también pilas y tablero cada una actuando en su posición) más el resto de la carga permanente (la cual es lineal sobre el tablero). Este funicular respondería bien a dos de las tres leyes de esfuerzos que se citaban antes. Pero no se ajusta a la parte de la ley que proviene del esquema estático fase a fase.

b) Para ajustar esta ley se utiliza una ley que se puede introducir en el arco (se trata estrictamente hablando de un pretensado) con la operación de apertura en clave. En esta apertura introducimos un esfuerzo axial N_0 y un momento flector M_0 en la clave del arco.

Para determinar estos valores se hacen las dos igualdades siguientes:

b.1.) En la **sección de los estribos** se establece el siguiente equilibrio de los momentos que actúan en ella (se actúa con la media de los dos estribos por la pequeña asimetría del arco):

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

b.2.) En la **sección de clave** se exige la misma condición:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

De estas dos ecuaciones se obtiene N_0 y M_0 que en este caso han sido: 15 MN y 0 m MN. Es interesante resaltar que dado que la ley de flectores M_{pp}^I da momento nulo en clave y que la ley M_{pp}^{II} da momento nulo en clave, queda solo la ley M_{rcp}^{II} que da momento casi nulo en clave, por ello el resultado previsible es que M_0 sea prácticamente

approximate fashion) by the following equation:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II}$$

where c is a coefficient that depends on fluency and in the case of high resistance concrete such as silica fume is around $c = 0.5$. Therefore, it would seem that if we select the antifunicular for after the creep, it should be adjusted to an efforts law that is the sum of this diagram plus the rest of permanent loads that work on the static scheme of the finish arch: M_{rcp}^{II} . In practical terms, this was done as follows:

a) Given the geometry of the antifunicular that goes through crown and abutment of the arch (the span length rise ratio established) we obtained the polygonal that responds to the antifunicular of self weight loads (not only of the arch but also of the columns and deck, each one working in its position) plus the rest of permanent load (which is linear on the deck). This funicular would respond well to two of the three forces diagrams mentioned above; but it does not match the part that comes from the stage by stage static scheme.

b) To adjust this diagram, another diagram that can be added to the arch is used (strictly speaking we are talking about prestress) with the crown jack opening operation. We introduce an axial effort N_0 to this opening and a flexion moment M_0 in the crown.

In order to determine these values, the following two equalities are calculated:

b.1.) In the **abutment section** the following equilibrium is established when working on it (working the average of the two abutments due to the small asymmetry of the arch):

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

b.2.) The same condition is required from the **crown section**:

$$c \cdot M_{pp}^I + (1-c) \cdot M_{pp}^{II} + M_{rcp}^{II} + M_{N_0, M_0}^{II} = 0$$

The result of these two equations is N_0 and M_0 which in this case are: 15 MN

and 0 m MN. It is interesting to highlight that given the flections diagram M_{pp}^I is null at the crown and that the diagram M_{pp}^{II} is null at the crown, leaving only M_{rcp}^{II} which is almost null at the crown, therefore for expectable result is that M_0 will also be null and therefore we can draw N_0 directly from the equation b.1.). This means the axial introduced at the crown should absorb the moment of fitting at the abutment section of the stage by stage diagram by creep coefficient: $c \cdot M_{pp}^I$.

This would only leave to explain the fourth term of these equations and establish the value of $N_0(t)$ in order to achieve the efforts for M_{N_0, M_0}^{II} . Values before or after the creep and shrinkage?

Firstly we shall explain how the fourth term of the formula was calculated. Suppose first that the values $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ are not time dependent and considering the efforts diagram M_{pp}^I did not include the opening effect $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ on the static scheme I, before concreting the crown segment. Therefore, a new value was required that considered this effect, which is M_{N_0, M_0}^I multiplied by the creep coefficient. Hence the value $c \cdot M_{N_0, M_0}^I$ would include the effect of the remainder over an infinite time in the opening introduced to the initial static scheme. Next we added the part that is transferred to the final static scheme, which is $(1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II}$. If we accept that the opening efforts difference between both static is minimal (both are fully constrained and the crown moment is very short) we can say that the sum of both terms is equal to:

$$\begin{aligned} c \cdot M_{N_0, M_0}^I + (1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II} &= \\ = c \cdot M_{N_0, M_0}^{II} + (1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II} &= \\ = M_{N_0, M_0}^{II} \end{aligned}$$

I.e. the formula $c \cdot M_{pp}^I$ does not include the effect of the initial static support conditions of $N_0(t=0)$ and $M_0(t=0)$ because it is included in the term M_{N_0, M_0}^{II} .

Finally, we need to determine the values of $N_0(t)$ and $M_0(t)$ to work with. If $t = 0$, our axial would be greater than if $t = \infty$. We could produce a step by step calculation or use an intermediate value. But given this axial is pre-

stressed, it is best to exceed than to fall short from the precise value, in our opinion. As long as this excess prestress does not cause cracking tensions in any fibre of any section in the combination of must unfavourable loads. Hence, we worked with: $N_0(t=0)$ and $M_0(t=0)$ or N_0 and M_0 in short.

4.2. The pier-arch connection

The connection between the arch and deck at the crown, can be configured in two different ways:

a) The arch is tangent to the deck at the crown and the connection is strengthened in a specific length on both sides of the tangent point.

b) The arch and deck are clearly separated at the crown and short columns are provided to support the deck.

From the aesthetic point of view, the first has the advantage of visually integrating both members; whereas the second has the virtue of highlighting the form of the complete arch, by shifting the crown away from the deck. From the static point of view, we have to consider there is considerable horizontal shear force between the arch and the deck due to braking, heat, shrinkage and creep actions. In the first case, this horizontal shear force is transmitted without problems through the solid part. In the second case, this shear force cannot be absorbed under normal conditions by the centre columns, which are the stiffest and therefore receive most of it (imposed deformation).

In this case, what was done was to provide the central columns over the arch with neoprene-Teflon bearings between them and the deck; this way the horizontal force is distributed among them and the rest of columns and abutments without a fixed point. This means they are distributed from the elastic centre so that each action is established depending on the combined rigidities of columns and their supports. It could be said that the deck has been "released" from the arch, allowing horizontal forces to spread throughout the structure.

4.3. Diagonal stays tensioning

The execution in each frame during the cantilevered construction increases

nulo y por tanto podremos obtener directamente N_0 de la ecuación b.1.) Es decir el axil introducido en clave debe anular el momento de empotramiento en la sección de estribos de la ley de fase a fase por el coeficiente de fluencia: $c \cdot M_{pp}^I$.

Quedaría únicamente explicar mejor el cuarto término de estas ecuaciones y establecer con que valor de $N_0(t)$ se deben obtener los esfuerzos de M_{N_0, M_0}^{II} . ¿Valores de antes o después de la fluencia y la retracción?

En primer lugar vamos a explicar cómo se ha deducido el cuarto término de la fórmula. Supongamos primero que los valores $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ no dependen del tiempo y que dentro de la ley de esfuerzos M_{pp}^I no estuviese incluido el efecto de la apertura $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ sobre el esquema estático I, antes del hormigonado de la dovela de clave. Por tanto habría que añadir un término que recogiese ese efecto es decir M_{N_0, M_0}^I multiplicado por el coeficiente de fluencia. Así el término $c \cdot M_{N_0, M_0}^I$ recogería el efecto de lo que queda a tiempo infinito de la apertura introducida sobre el esquema estático inicial. Por tanto queda por recoger la parte que se traslada al esquema estático final es decir $(1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II}$. Si admitimos que la diferencia entre ambos esquemas estáticos es mínima (en ambos hay un empotramiento y en ambos el momento en clave es muy pequeño) podemos decir que la suma de ambos términos se puede igualar a:

$$\begin{aligned} c \cdot M_{N_0, M_0}^I + (1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II} &= \\ = c \cdot M_{N_0, M_0}^{II} + (1-c) \cdot M_{N_0, M_0}^{II} &= \\ = M_{N_0, M_0}^{II} \end{aligned}$$

es decir en la fórmula $c \cdot M_{pp}^I$ no incluye el efecto sobre el esquema estático inicial de $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ porque está recogido en el término M_{N_0, M_0}^{II} .

Queda por determinar con qué valores de $N_0(t)$ y $M_0(t)$ debemos trabajar. Si utilizamos el valor $t = 0$, usaremos un Axil mayor que si utilizamos $t = \infty$. Se podría realizar un cálculo paso a paso o utilizar un valor intermedio. Pero dado que este axil es un pretensado, en nuestra opinión, es mejor pasarse del valor exacto que quedarse corto. Siempre que este exceso de pretensado no produzca tensiones de fisuración en ninguna fibra

de ninguna sección en la combinación de cargas más desfavorable. Así pues trabajaremos con: $N_0(t=0)$ y $M_0(t=0)$ o abreviadamente N_0 y M_0 .

4.2. La vinculación del arco a las pilas

La vinculación entre el arco y el tablero en los arcos de tablero superior, puede configurarse en dos formas diferentes:

a) El arco es tangente al tablero en clave y se maciza la conexión en una determinada longitud a ambos lados del punto de tangencia.

b) El arco y el tablero están claramente separados en la clave y se disponen pilas cortas en esa zona para soportar el tablero.

Desde el punto de vista estético la primera tiene la ventaja de integrar visualmente ambos elementos; en tanto que la segunda tiene la virtud de destacar la forma del arco completo, al alejarse en clave del tablero. Desde el punto de vista estático hay que tener en cuenta que hay un esfuerzo rasante horizontal importante entre el arco y el tablero debido a las acciones de frenado, térmicas, de retracción y de fluencia. En el primer caso, este esfuerzo rasante horizontal se transmite sin ningún problema a través de la zona macizada. En el segundo caso este esfuerzo rasante no puede ser absorbido en condiciones normales por las pilas del centro que son las más rígidas y por tanto las que mayor proporción de esta sollicitación (deformación impuesta) se llevan.

Lo que se ha hecho en este caso es dotar a las pilas del centro del arco de apoyos de neopreno teflón entre ellas y el tablero, de este modo la fuerza horizontal se reparte entre ellas y el resto de las pilas y estribos sin tener ningún punto fijo. Es decir, se reparten a partir del centro elástico que para cada acción se establece en función de las rigideces combinadas de las pilas y sus apoyos. Se podría decir que se ha “soltado” el tablero del centro del arco, dejando que las fuerzas horizontales se repartan en el conjunto de la estructura.

4.3. El retesado de las diagonales

La ejecución de cada recuadro durante la construcción en voladizo va añadiendo peso que tiene que ser resistido por la parte de estructura ya construida.

En particular el esfuerzo cortante que transmiten las diagonales va en aumento. Dado que estas diagonales son cables de alto límite elástico y por tanto de pequeña área resultan muy flexibles. El aumento de la fuerza que las solicita produce alargamientos mucho mayores que la deformación del resto de las piezas (tablero pilas y arcos). Si no se hiciera nada, es decir con diagonales pasivas, estas deformaciones harían que el voladizo no trabajara como una celosía tipo Pratt, sino como una viga Vierendeel con flexiones inaceptables. Por ello resulta necesario construir con diagonales activas. Es decir ir recogiendo estas deformaciones de las diagonales en sucesivas regulaciones de pretensado, dos en cada recuadro. El criterio de estas regulaciones consiste en que la diagonal funcione como si tuviera área infinita. Es decir que no varíe su longitud entre los nudos que une, cuando aumenten las cargas. Como esto no es posible, lo que se hace es regular por pequeños incrementos de tal modo que: antes del nuevo incremento de carga sean más cortas que su valor teórico y después del incremento de carga sean un poco más largas. De esta manera se va oscilando de un lado y otro de la longitud teórica y como estas variaciones son suficientemente pequeñas el comportamiento equivale en la práctica al de área infinita. Con las diagonales activas se tienen unas diagonales cuasi totalmente rígidas, un arco muy rígido y unas pilas bastantes rígidas. Resulta pues, que el tablero es ahora el elemento más flexible. Y de hecho la mayor parte de la flecha que se produce al final del voladizo se debe a la elongabilidad del tablero. Se podrían haber adoptado varias medidas para aumentar la rigidez del tablero (aumentar el área de acero, pretensar por fases el acero, etc.) pero la flecha es lo suficientemente pequeña y no merecía la pena encarecer el puente. Sobre todo teniendo en cuenta que la operación de apertura de la clave va a recoger esta flecha.

5. LA CONSTRUCCIÓN

5.1. El hormigón del arco de los Tilos

Aunque el estudio de la fórmula de trabajo se empezó al mismo tiempo que el proyecto de construcción se ha prefe-

the weight, which must be supported by the part of the structure that has been built. In particular the shear effort transmitted by the diagonal increases. Given that these diagonals are stays of high yield steel and therefore with a small diameter, they are highly flexible. The increase in force demanded produces much greater lengthening than the displacements of the rest of members (deck, columns and arches). If nothing were done (using passive diagonals) these elongations would not let the cantilever work as a Pratt truss, but as a Vierendeel beam with unacceptable bendings. Therefore it is necessary to build with active diagonals. This involves collecting these elongations from the diagonals in successive prestress adjustments, two for each frame. The criteria of these adjustments involves that the diagonal works as if it had an infinite area. I.e. its length between nodes should not vary when the loads increase. As this is not possible, what we do is to pre-adjust for small increases so that new load increases are shorter than their theoretical value before and a little longer after. This way, the theoretical length oscillates from one side to the other and as these variations are sufficiently small, the behaviour is equal in practice to the infinite area. Active diagonals provide almost totally rigid diagonals, a highly rigid arch and considerably rigid columns. Therefore, the deck is now a more flexible element. And in fact most of the deflexion that occurs at the end of the cantilever is due to the longitudinal deformation of the deck. Several measures could be adopted to increase rigidity of the deck (increase the steel area, prestress the steel in phases, etc.) but the deflexion is sufficiently small and was not worth increasing the cost of the bridge. Especially considering that the crown opening operation will absorb this deflexion.

5. THE CONSTRUCTION

5.1. The Los Tilos arch concrete

Although the analysis of the concrete components started at the same time as the construction project, we preferred to include this subject as part of the construction, because the final decision on the concrete was made with the concrete factory on site, using aggregates, cement and addi-

tives that would be used in the construction. The main problem when starting to analyze the components amounts was the poor quality of the aggregate of the island. On one hand, the unconfined compression strength of basalts from the area was much lower than expected. Basalt from the quarries on the island is of the so called vacuolar basalt type, which means it includes an amount of ash or slag in its mass, which due to its small size are included in gravel supplied by the quarries and cannot be removed. Hence the first structural formulas tests with high percentages of superfluidifiers and silica fume resulted in less than 100 MPa that had been initially proposed. The working methods were readjusted and finally saw that 100 MPa would not be achievable with those aggregates.

On the other hand, regarding the availability of fine aggregate on the island, there was no river sand and it is well known that crashing sand produces less docile concrete. As docility was a characteristic as important or more than strength, it was decided to bring sand on boat from Las Palmas where a company sold desert sand. On receiving the first samples of that sand, a simple visual analysis showed it contained small shells, i.e. it was sea sand. This was confirmed later during laboratory tests that showed a high chloride content. Therefore we had to make do with crash sand and hope the superplasticisers would make the concrete workable.

One of the problems of 4th generation superplasticisers is their open window, i.e. the time in which they can be laid after leaving the plant. In our case, we performed preliminary tests to determine this open window and found that under the best temperature conditions it did not exceed 2 hours, this time would be reduced to half approximately with more unfavourable temperatures (heat). If tried to be laid after this time, there were severe docility problems that resulted in concrete cavities and gravel nests.

Finally the characteristic strength of the concrete to be used was set to 75 MPa after 28 days in a cylindrical test and established the following work formula:

– Cement	500 Kg/m ³
– Thick aggregate (5/10 mm)	1140 Kg/m ³
– Fine aggregate (0/4 mm)	670 Kg/m ³
– Water Cement ratio	0.28
– Silica fume	10%
– Viscocrete superplastifier (5-900)	1.7%

There were no problems during construction with this value; the strength was so high that they had to be controlled in cubic test specimen and were above specifications.

5.2. Cantilever progress

This section describes the part of the construction that is specific to this procedure excluding more common processes, such as the excavation of foundations, their concreting, the execution of abutments, columns, etc.

The construction of the bridge started in June 2001 by the deck abutments, execution of anchorage to the ground, excavations on the slopes, injections under the arch abutments and construction of the access viaducts. In April 2002, the travellers were assembled and the cantilever construction method with temporary diagonals was started as such (Figure 10). The process was started with the scaffolding formwork and

rido incluir este tema como parte de la Construcción, porque la determinación final del hormigón se hizo con la planta de hormigón instalada en obra, usando los áridos, cemento y aditivos que se iban a emplear en la construcción. El problema principal que se encontró cuando se comenzó a estudiar la fórmula de trabajo, fue la mala calidad de los áridos de la isla. Por una parte, la resistencia a compresión simple de los basaltos de la zona era mucho menor de lo esperado. El basalto de las canteras que funcionan en la isla es el denominado basalto vacuolar, lo cual quiere decir que incorpora en su masa infinidad de partículas de ceniza o escoria que por su pequeño tamaño están incluidas en las gravas y gravillas suministradas por estas canteras y no se pueden eliminar. Así los primeros ensayos de fórmulas de trabajo con porcentajes altos de superfluidificante y humo de sílice dieron por debajo de los 100 MPa que se habían planteado en principio. Se reajustaron las fórmulas de trabajo y finalmente se vio que, con aquellos áridos, no se podía llegar a 100 MPa.

Por otra parte, respecto a la disponibilidad en la isla del árido fino, no existía arena de río y es sabido que la de machaqueo da hormigones menos dóciles. Como la docilidad era una característica tan importante o más que la resistencia, se decidió traer arena en barco desde Las Palmas donde había una empresa que comercializaba arena del desierto. Al recibir las primeras muestras de aquella arena, un simple análisis



Figura 10. Avance en voladizo con diagonales temporales.
Figure 10. Progress in cantilever with temporary diagonals.

visual determinó que contenía pequeñas conchas, es decir se trataba de arena de mar. Esto fue confirmado después por ensayos de laboratorio que pusieron de manifiesto alto contenido en cloruros. De modo que hubo que conformarse con arena de machaqueo y confiar la trabajabilidad al efecto de los superfluidificantes.

Uno de los problemas que siguen teniendo los superfluidificantes de 4ª generación es el tiempo abierto de los mismos, es decir el tiempo en el que pueden ser colocados en obra a partir del momento que salen de la planta. En nuestro caso se hicieron ensayos previos para determinar este tiempo abierto y se encontró que en las mejores condiciones de temperatura no pasaba de 2 horas, este tiempo se reducía aproximadamente a la mitad con las temperaturas más desfavorables (calor). Si se intentaba colocar pasado este tiempo, se tenían graves problemas de docilidad que daban lugar a coqueas y nidos de gravas.

Finalmente la resistencia del hormigón a emplear quedó fijado en 75 MPa de resistencia característica a 28 días en probeta cilíndrica y para ello se estableció la siguiente fórmula de trabajo:

– Cemento	500 Kg/m ³
– Árido grueso (5/10 mm)	1140 Kg/m ³
– Árido fino (0/4 mm)	670 Kg/m ³
– Relación Agua Cemento	0.28
– Humo de sílice	10%
– Superfluidificante Viscocrete (5-900)	1.7%

Con este valor no se tuvo ningún problema durante la construcción. En general las resistencias estuvieron por encima de la especificada y fueron tan altas que las prensas tuvieron dificultades con las probetas cilíndricas por lo que hubo que utilizar la probeta cúbica.

5.2. El avance en voladizos

En este apartado se describe aquella parte de la construcción que es específica de este procedimiento dejando los procesos más comunes, como pueden ser la excavación de las cimentaciones, el hormigonado de las mismas, la realización de alzados de estribos y pilas etc.

En Junio del año 2001 se inició la construcción del puente empezando por los estribos del tablero, ejecución de los anclajes al terreno, excavaciones de las laderas, inyecciones bajo los estribos del arco y construcción de los viaductos de acceso. En el mes de Abril del año 2002, se montaron los carros y empezó el proceso constructivo de avance en voladizo con diagonales temporales propiamente dicho (Figura 10). El proceso se inicia con el cimbrado, encofrado y hormigonado de la primera dovela de cada semiarco. Esta dovela no puede emplear el carro de voladizos en su totalidad pues para su montaje completo le estorba el estribo del arco. Así que se utilizan los encofrados interior y exterior; pero montados sobre una cimbra provisional que se apoya en la propia excavación del estribo. Sobre esta dovela se monta el carro completo y se procede a hormigonar la dovela n que es una dovela corta (para ajustar longitudes), después se avanza el carro y se atiranta el extremo de la dovela n con tirantes auxiliares, que son aquellos que no permanecen todo el proceso de construcción sino sólo unas fases. En la figura 11 se pueden observar estos tirantes auxiliares que aún no se han quitado en el último recuadro.

Después se hormigona la dovela n+1 que es de longitud normal o sea 6 m aproximadamente, nuevamente se coloca un tirante auxiliar (Figura 11) y se destesa el de la dovela n, posteriormente se hormigona la dovela n+2 que es

concreting of the first segment of each semi-arch. This segment cannot use the cantilever travellers to its full length for full assembly because the arch abutment is in the way. Therefore, interior and exterior formworks were used; but assembled on a temporary arched falsework that is supported by the abutment excavation itself. The complete traveller is mounted on this segment and segment n is concreted (which is a short segment, to adjust lengths); next the traveller is moved forward and the end of the segment n is tied with auxiliary stays, which are not kept during the entire process (only a few phases). Figure 11 shows these auxiliary stays, which have not been removed from the last frame. Then segment n+1 is concreted (which is of normal length, i.e.: 6 m approximately), then an auxiliary stay is placed (Figure 11) and the stay of segment n is unstressed; later, segment n+2 is concreted (which is the column segment and therefore end of the frame); temporary diagonals (stays that will be used during the entire cantilever process) are placed on these column segments. Initially, we had designed two stays for each temporary diagonal, but later it was decided that a loss of oil caused by a broken connector of a jack, a slip of a wedge, or any other operational accident during stressing could break one of the two cables that make each diagonal. That would leave only 50% of the capacity if the other supported the additional stress, which would not always occur because there



Figura 11. Diagonales auxiliares.
Figure 11. Auxiliary diagonals.



Figura 12. Trepado para hormigonar las pilas.
Figure 12. Climbing process to concrete columns.

are times when the diagonals are only at 60% of their failure load. It was then decided to distribute the same number of strands into four stays instead of two. Hence, the diagonals consist of four stays and the failure of one represents a loss of 25% and not 50% as before taking this decision. From the geometric point of view, we should highlight that during concreting of these segments, the camber of the arch and the traveller were considered.

Next the column is raised (Figure 12) by climbing formwork with two column segment pouring of 2 metres each in order to facility the entry of concrete in slim walls of 20 cm. First the climbing formwork panel is placed with a 2 m tall formwork; after filling these two metres, another 2 m formwork is placed without moving the falsework console in order to achieve a length of 4 m.

The execution of the columns is done surveying them, considering the position of the arch at that time; i.e. not necessarily verticals but with angle α it must form with the tangent to the arch at that point. Despite all the deflexions and camber calculations, the accuracy of the column head coordinates is what it is, and therefore the system included considerable gaps to place the deck over them. Basically, this gap references the situation of the column cross beam with respect to lon-

gitudinal beams. The column cross beam has a fixed position with regard to the head of the column, therefore it was provided a gap in its union to the longitudinal beams (Figure 15).

The following operation is to place a section of the deck over the column. The first part installed is the column cross beam, which is connected to the head of the column in different ways depending on the support of each column. (Figure 13). The placing of the cross beam and remaining parts of the deck is done

dovela de pila y por tanto final de recuadro, en estas dovelas de pila se colocan las diagonales temporales (tirantes que van a durar todo el proceso de voladizos). Al principio se habían diseñado dos cables para cada diagonal temporal; Pero luego se pensó que una pérdida de aceite por rotura de un manguito en un gato, un deslizamiento de cuña, u otro accidente de operación durante el tesa-do podría romper uno de los dos cables que componen cada diagonal. Quedaría entonces solamente el 50% de la capacidad si el otro aguantaba la sobretensión, cosa que no ocurriría en todos los casos pues hay momentos en que las diagonales están al 60% de su carga de rotura. Se decidió entonces repartir el mismo número de cordones en cuatro cables en lugar de dos. Así las diagonales están formadas por cuatro cables y la rotura de uno significa una pérdida del 25% y no del 50% como era antes de tomar esta decisión. Desde el punto de vista geométrico hay que señalar que durante el hormigonado de todas estas dovelas, para el replanteo del carro, se han tenido en cuenta las contraflechas del arco y las propias del carro.

A continuación se trepa la pila (Figura 12) mediante un encofrado trepante que tiene dos puertas de 2 metros cada una para facilitar la entrada del hormigón en paredes delgadas de 20 cm. Esto es, primero se coloca la consola de trepa con un encofrado de dos metros de altura, cuando se ha terminado de rellenar estos dos primeros



Figura 13. Colocación de traviesa
Figure 13. Placing of sleeper.



Figura 14. Montaje viga longitudinal.
Figure 14. Longitudinal beam assembly.

metros, se coloca otro encofrado de otros 2 m sin mover la consola hasta completar una tongada de 4 m.

La ejecución de las pilas se hace replanteándolas teniendo en cuenta la posición del arco en ese momento, es decir, no necesariamente verticales sino con el ángulo α que deben formar con la tangente al arco en ese punto. A pesar de todos los cálculos de deformaciones y contraflechas realizados la exactitud de las coordenadas de la cabeza de las pilas es la que es, y por ello se ha dotado al sistema de una holgura importante para la colocación del tablero sobre ellas.

Básicamente esta holgura hace referencia a la situación de la traviesa de

pila respecto de las vigas longitudinales. La traviesa de pila tiene una posición fija respecto de la cabeza de la pila por lo que hay que dotarla de holgura en su unión a las vigas longitudinales (Figura 15).

La siguiente operación es colocar un tramo de tablero sobre la pila. La primera pieza que se coloca es la traviesa que se une a la cabeza de la pila de diferentes maneras según sea el apoyo de cada una de ellas (Figura 13). La colocación de la traviesa, y resto de piezas del tablero, se hace por medio de una grúa que rueda sobre las vigas longitudinales de la parte del tablero ya construido. Estas grúas tienen unos límites de capacidad y brazo por lo que ha habido que dividir cada tramo de tablero en 4 piezas: traviesa, vigas longitudinales y arriostamiento (Figuras 13, 14 y 16). Las vigas longitudinales se empalman con una unión machiembreada atornillada con tornillos de pretensar con las vigas longitudinales anteriores y se apoyan en la traviesa anteriormente colocada mediante un diente de cortante. Dado que todas las uniones van atornilladas con tornillos de alta resistencia el montaje es muy rápido.

Durante la colocación de las diferentes piezas de un recuadro se intercalan dos operaciones de regulación de diagonales, como se ha dicho en un apartado anterior. El anclaje activo superior regulable consta de un anclaje especial regulable mediante tuerca y con movimiento mediante manguito roscado, el anclaje lleva un dispositivo de retenida de cuñas con muelles incorporados, que evita que

using a crane that rolls over the longitudinal beams of the part of the deck already built. These cranes have limited capacity and scope, and therefore each deck section was divided into 4 members: cross beam, longitudinal beams and bracing truss (Figures 13, 14 and 16). The longitudinal beams are connected using a male-female bolted joint using prestressed bolts to the previous longitudinal beams and supported on the previously placed cross beam using a cutting tooth. Given that all unions are screwed with high resistance bolts, the assembly process is very fast.

During the placing of the various members of a frame, there are two operations for adjusting diagonals as stated in a section above. Adjustable upper active anchorage require a special adjustable anchorage using nuts and movement by grooved connector; anchorage includes a withholding device involving wedges with incorporated springs that prevents the wedges with low tension values in the strand from slipping out.

Once the deck is complete, the traveller is moved forward and another frame is started following the same cycle.

5.3. Crown close

On 10 June 2004, when the two semi-arches reached the centre of the arch, the crown jack opening operation was started. Four 8 MN jacks were placed between the two semi-arches on the four corners of the cross section. The crown jack opening is performed monitoring strength and elongations. In particular and due to the greater flexibility of the North side semi-arch, it will try to push up higher than the South side, therefore the North arch was supported below the South side, in order for both to rise equally and not risk overturning any of the jacks. Immediately after the crown jack opening operation, the part of the crown segment that does not interfere with the position of the jacks is concreted. Later the profiles made for this purpose are cut to release them and after recovery, the rest of the segment is concreted with controlled expansivity concrete.

As soon as the segment has sufficient strength, the deck is released from the



Figura 15. Riostra de pila.
Figure 15. Column bracing.



Figura 16. Arriostramiento horizontal.
Figure 16. Cross bracing.

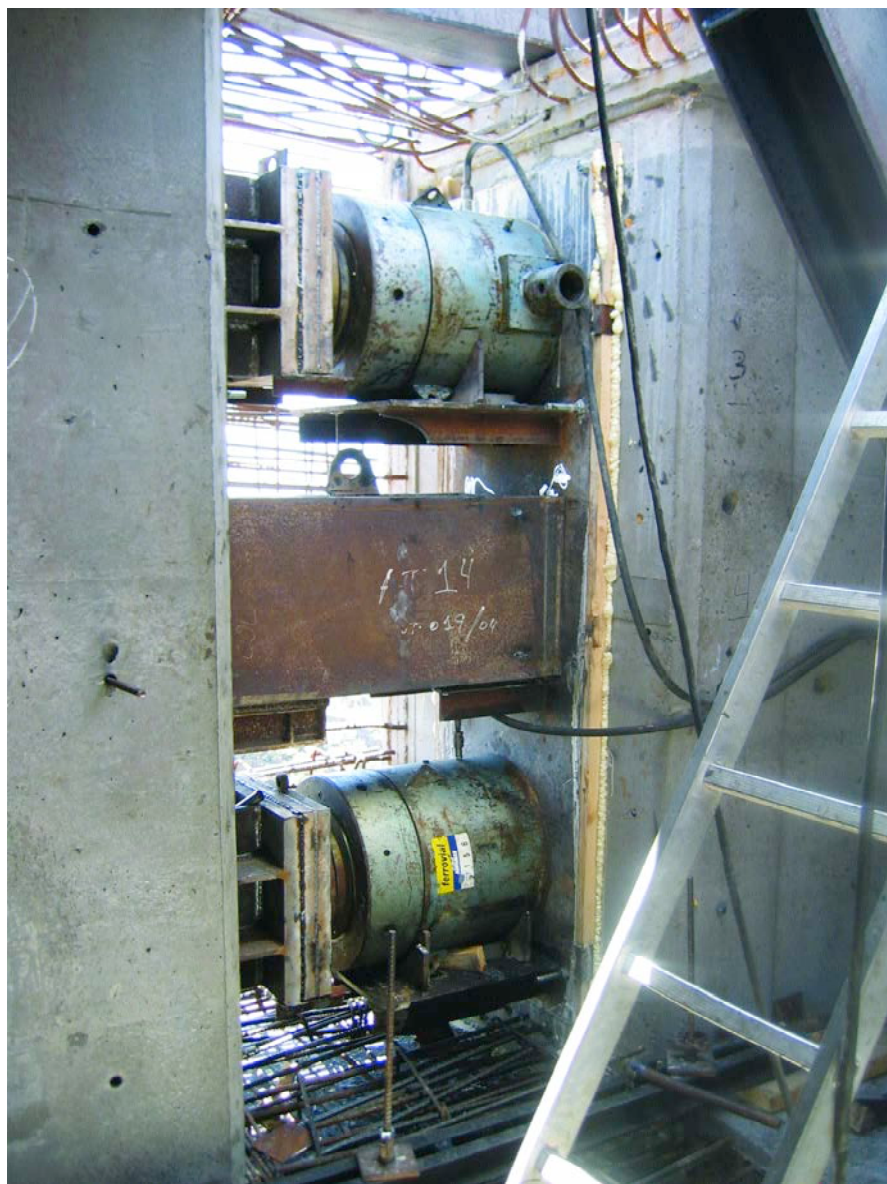


Figura 17. Gatos colocados para apertura en clave.
Figure 17. Jacks placed for crown jack opening.

se escapen las cuñas con tensiones bajas en el cordón

Una vez terminado el tablero se procede a avanzar el carro y se empieza otro recuadro repitiendo el ciclo nuevamente.

5.3. El cierre en clave

El 10 de Junio de 2004 cuando los dos semiarcos alcanzaron el centro del arco se procedió a la operación de la apertura en clave. Para ello se interpusieron cuatro gatos de 800 Tn de capacidad en las cuatro esquinas de la sección transversal, entre los dos semiarcos. La apertura en clave se da controlando fuerzas y deformaciones. En particular debido a la mayor flexibilidad del semiarco lado Norte, éste intentara subir más que el del lado Sur por lo que se ha dispuesto el arco Norte apoyando bajo el lado Sur, a fin de que los dos se eleven por igual y no haya peligro de vuelco de ninguno de los gatos. Inmediatamente después de la operación de apertura en clave se hormigona la parte de la dovela de cierre que no interfiere en posición con los gatos. Después se cortan los perfiles dispuestos a tal fin para liberar a los gatos y una vez recuperados se hormigona el resto de la dovela con hormigón de expansividad controlada.

Cuando la dovela tenga resistencia suficiente, hay que soltar el tablero del estribo y terminar de desmontar las diagonales. Así el arco, por fin, está trabajando como tal y el resto de las operaciones no reúnen mayor dificultad.

6. INCIDENTES CON LOS CABLES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En este apartado se relatan algunos problemas que se tuvieron durante la construcción con los cables que formaban las diagonales.

6.1. Escape de un cordón de un cable

Como ya se ha explicado en la descripción del proceso constructivo, era necesario realizar varias regulaciones de las diagonales temporales a lo largo

del mismo para compensar las cargas que se iban colocando. Dichas diagonales estaban constituidas por cordones de pretensado monoprotegidos y disponían de un anclaje activo regulable mediante tuerca. En el transcurso de un proceso de regulación de la diagonal temporal del primer recuadro se soltó del anclaje pasivo uno de los cordones.

Tras parar el tesado e inspeccionar el anclaje pasivo se observó que algunas cuñas no se encontraban bien clavadas y, en algún caso, los sectores de las cuñas estaban uno desplazado respecto del otro. Además las cuñas estaban bastante oxidadas. Se decidió entonces reemplazar tanto cordones como cuñas de las diagonales colocadas hasta ese momento. Para todos los tendones que se colocasen desde ese momento las cuñas se clavarían tirando con el gato unifilar hasta el 75% de la rotura, y bajando a continuación la carga hasta la prevista en la operación de puesta en carga del tirante. Esto equivale a un clavado hidráulico de las cuñas que debería exigirse siempre como medida de buena práctica. Además se decidió proteger los anclajes dando grasa y colocar “capots” que a su vez se llenaban con grasa.

La causa principal de que se escapase el cordón fue con toda seguridad un mal clavado de la cuña que, unido a que el cable tan solo se encontraba tesado al 35% de la rotura, llevó a que la cuña no se clavara totalmente. Además, es posible que el estado de oxidación de la cuña (Figura 18) ayudase al deslizamiento del cordón a través de la cuña pero, en contra de lo que defendía la casa de pretensado, no fue la causa principal ya que con una cuña mal clavada se podría haber producido el escape incluso sin oxidación.



Figura 18. Cuña oxidada.
Figure 18. Rusted wedge.

6.2. Roturas de alambres

Otro incidente aconteció durante un movimiento rutinario de la grúa que se traslada sobre el tablero, momento en que se produjo la rotura de un cordón de la diagonal temporal 6 Sur. Dicha diagonal está formada por 4 tendones de 12 ϕ 0.6”, y en ese preciso momento el tirante se encontraba a una tensión del 62% de la rotura, lo cual no hacía previsible ningún tipo de problema. Ante la incertidumbre de que algún otro cordón más estuviese dañado se decidió sustituir todos los cordones de dicha diagonal. En dicha sustitución se sacó un cordón, que si bien no se llegó a romper, presentaba dos de los 7 alambres partidos a la altura de la cuña de anclaje (Figura 19). En la sección de rotura de dichos alambres presentaba una clara marca de oxidación que podría apuntar a una rotura por corrosión bajo tensión.

6.3. Conclusiones respecto a los cables

a) Cuando se empleen cables de pretensado como cables para las diagonales temporales es preferible utilizar anclajes de cuñas largas homologados. Y, en cualquier caso, utilizar algún sistema hidráulico de clavado de cuñas o tesar primero a tensión superior a la tensión de trabajo máxima para después bajar a la tensión especificada como tensión de anclaje.

b) Referente al problema de la corrosión bajo tensión, la conclusión es que hay que emplear cables formados por cordones monoprotegidos y cuidar especialmente la zona en que los cordones se “pelan”. Es decir las zonas de anclaje y próximas. En estas zonas hay que inyectar con cera petrolífera y



Figura 19. Alambres seccionados.
Figure 19. Split wire strands.

abutment and the diagonals are dismantled. Then the arch is finally working as such and the remaining operations are straight forward.

6. INCIDENTS WITH CABLES DURING CONSTRUCTION

This section describes some of the problems encountered during the construction with the stays that made the diagonals.

6.1. Escape of a strand

As explained during the construction process description, the temporary diagonals needed to be readjusted several times during the construction in order to offset loads as they were being placed. These diagonals consisted of monoprotected strands and provided active anchorage that was adjustable via a big nut. During the course of adjusting a temporary diagonal of the first frame, one of the strands of the passive anchorage got loose.

After stopping the stress and inspecting the passive anchorage, we noted that some wedges were not properly hammered and in some cases the wedge sections had moved one from the other. It was then decided to replace both strands and wedges of the diagonals placed so far, and protect the passive anchorage with grease and a “cover”, which was also filled with grease; in addition, a good practice measure was implemented whereby in the strands placed subsequently, the wedges would be hammered pulling with the single-thread jack up to 75% of failure, and then lowering the load the levels estimated during the operation of putting load on the stay.

The main reason the strand got loose was a poorly hammered wedge, and the cable was only stressed to 35% of failure, led the wedge to not progress fully. Furthermore, it is possible that the degree of oxidation of the wedge (Figure 18) would help the strand to slide through the wedge but, contrary to what the prestressing company stated, that was not the main reason because the release could have occurred anyway with a poorly hammered wedge, even without oxidation.

6.2. Single wires strands broken

Another incident occurred during a routine movement of the crane rolling over the deck, when a strand on the South 6 temporary diagonal broke. That diagonal consisted of 4 tendons of 12 ϕ 0.6", and at that precise moment, the stay stress was at 62% of failure, which did not lead us to expect any kind of problems. Due to the uncertainty that any other strand may be damaged, it was decided to replace all the strands of that diagonal. During the substitution, one of the strands (although it had not broken) showed two of the 7 single wires had broken at the anchorage wedge (Figure 19). The failure section of the single wire showed clear signs of oxidation, which could point to a failure due to corrosion under stress.

6.3. Conclusions regarding cables

a) When using prestress cables as stays for temporary diagonals, it is preferable to anchor them to certified long wedges. And in any case, use some hydraulic wedging system or first stress them to tension greater than maximum work stress to then reduce the stress to the anchorage tension level.

b) Regarding the corrosion under tension problem, the conclusion is that one should use cables consisting of individually protected strands and carefully protect the area where the strands split. I.e.: anchorage points and surround-

ings. Petroleum wax must be injected to these areas and cover the anchorages with covers, which in turn must be injected with the same wax.

7. PROBLEMS WITH PRESTRESSED BOLTED UNIONS

This section describes the problems with the pre-stressed bolted unions on the deck. It describes the incidents occurred, includes the tests made to diagnose the reasons for the incidents and provides the conclusions that were reached.

7.1. Description of problems encountered

7.1.1. Tightening of bolts

Figure 20 shows the female part of the longitudinal union of the main beams of the deck. These unions predominantly work on tension and their design criteria was to meet the Ultimate Limit State resisting to bolt shear, and added the condition that no sliding would occur at Serviceability Limit State in order to avoid excess deflexions. This was all done in compliance with the criteria established in current codes (RPM-95). The formulas to establish the prestress torque ratio of a bolt are only approximate due to the unknown friction value. Therefore, after placing the first decks it

cubrir los anclajes con tapas que a su vez deben inyectarse con la misma cera.

7. PROBLEMAS CON LAS UNIONES ATORNILLADAS PRETENSADAS

En este apartado se describen los problemas que se tuvieron con las uniones atornilladas pretensadas del tablero. Se describen los incidentes habidos, se recogen los ensayos realizados para diagnosticar las razones de los incidentes y se recogen las conclusiones a las que se llegaron

7.1. Descripción de los problemas habidos

7.1.1. Apriete de los tornillos

En la figura 20 se muestra la parte hembra de una unión longitudinal de las vigas principales del tablero. Estas uniones trabajan predominantemente a tracción y su criterio de dimensionamiento ha sido cumplir el Estado Límite Último resistiendo a cizalla de los vástagos, y además se ha añadido la condición de que en Estado Límite de Servicio no se produzca deslizamiento para evitar deformaciones excesivas. Todo lo cual se ha hecho con los criterios establecidos por los códigos vigentes (RPM-95). Las fórmulas para establecer la relación par-fuerza de pretensado en un tornillo, son sólo aproxima-



Figura 20. Unión machi-hembra.
Figure 20. Box and pin.



Figura 21. Ensayos preliminares
Figure 21. Preliminary tests.

das por la incertidumbre en el valor del rozamiento. Por ello, después de colocados los primeros tableros se decidió comprobar si con el par dado, que se obtuvo de las formulas de la RPM-95, la fuerza de pretensado del tornillo era la esperada. Para ello se fabricó una célula de carga específica para tornillos de métrica 30 y se realizaron una serie de ensayos aflojando y reapretando tornillos ya colocados (Figura 21). El resultado de aquellos ensayos preliminares dio como resultado una fuerza de pretensado mucho menor de la esperada, alrededor del 60% de la fuerza teórica y, por otra parte, algún tornillo pasado de rosca. De la bibliografía consultada se llegó a la conclusión que en tornillos galvanizados, con tuerca no galvanizada, de métrica grande era imprescindible lubricar con grasa solidificable tipo molikote. Naturalmente de este modo se obtendrían fuerzas mayores con el mismo par de apriete. A raíz de dichas pruebas se tomó la decisión de realizar una campaña de ensayos a mayor escala. Dado que las tuercas del puente no eran accesibles y alguna podría resultar dañada era necesario realizar la nueva campaña fuera del puente en una "unión de prueba". El protocolo del ensayo y el resultado del mismo se explican a continuación en el apartado 7.2.

7.1.2. Primer deslizamiento

Durante la realización de la operación de sacar engrasar y reapretar los tornillos se detectó que varios tornillos de la

unión E-00 lado mar se encontraban dañados en su tuerca por el primer apriete y durante el reapriete ésta se pasó de rosca antes de llegar al par requerido. En concreto se trataba de los tornillos de las almas de las dos primeras uniones los que estaban dañados mientras que los de todas las alas y el resto de almas los tornillos pudieron apretarse y llegar al par especificado después de aplicar Molikote, con alguna excepción no significativa. Hay que subrayar para evitar malas interpretaciones que los daños a las tuercas se habían producido con el primer apriete y por tanto no se deben achacar a la utilización de grasa.

Durante estas operaciones se detectó, a partir de unas marcas situadas en la vigas, que había ocurrido un deslizamiento de unos 8 mm (Figura 22) de la unión atornillada del tablero 00 con el tablero 0 de la viga izquierda, es decir la primera unión después del estribo. Se detectó además un deslizamiento similar en la misma unión de la viga derecha. Así mismo se detectaron movimientos del orden del milímetro en la siguiente unión en ambas vigas. Debido a estos problemas, se procedió a soldar los cubrejuntas exteriores (los interiores no eran accesibles) de las dos primeras uniones, como primera medida, y después a inspeccionar la situación de todos los tornillos de estas uniones y de las demás. Para la realización de la soldadura se elaboró un protocolo específico a fin de no calentar mucho las placas ni los tornillos. La soldadura se hizo en

was decided to check if, with the torque obtained using the RPM-95 formulas, the screw prestress force was as expected. Hence, we built a load cell specific for bolts of rod size 30 and performed a series of tests loosening and tightening already placed bolts (Figure 21). The results of those preliminary tests gave a prestress force much lower than expected, around 60% of theoretical force and, on the other hand, some screws with yielded groove nut. Of the bibliography reviewed we reached the conclusion that galvanized screws, with non galvanized nut and large rod size had to be lubricated with Molikote type solidifiable grease. Naturally this way, greater force would be achieved with the same tension torque. Based on these tests, we decided to perform a series of tests at a greater scale. Given that the bridge nuts were not accessible and some could be damaged, it was necessary to perform the new tests away from the bridge using a "test union". The test protocol and the results are explained below in section 7.2.

7.1.2. First sliding

During the execution of the operation to remove grease and re-tighten the bolts, we noticed that several bolts in union E-00 sea side had been damaged by the bolt during the first tightening, and yielded the groove during re-tightening before reaching the desired torque. Specifically, these were the bolts of web of the first two unions that were damaged, while the bolts of all the other flanges and webs could be tightened and reach the specified torque before applying Molikote, with some non significant exceptions. We should highlight, in order to avoid misinterpretations, that the damage to the nuts had been produced during the first tightening and therefore cannot be attributed to the use of grease.

During these operations, we detected, from some markings located on beams, that the bolted union between deck 00 and deck 0 of the left beam had moved approximately 8 mm (Figure 22), i.e. the first union after the abutment. A similar movement was detected on the same union of the right beam. Furthermore, we detected 1 mm movements on the next union on both beams. Due to these problems, it was decided to weld the



Figura 22. Primer deslizamiento de la unión.
Figure 22. Union first sliding.

exterior plates (the interior ones were not accessible) of the first two unions, as a first measure, and later inspect the situation of all bolts on those unions as well as the rest. A specific protocol was written for the welding in order to not overheat the plates or bolts. The welding was performed in short and chess superposed strands. Temperatures were taken during execution and found that the difference in temperature between bolt and plate never exceeded 50 °C and that the steel plates near the welding never exceeded 200 °C. Initially, in light of the defects found during the first sample of web bolts, it was suggested to perform a hybrid joint (together with the help of interior plates tightened by bolts that were still useful); however, once the exterior side plates had been welded, we noticed while checking the bolts that we could not use the web bolts because practically all had yielded their groove; therefore it was decided to provide reinforcements based on welded profiles, not counting with the cooperation of any web bolts or flanges in the first two unions.

7.1.3. Second sliding

After removing, greasing and retightening all bolts, there was a second slide of about 8 mm, this time on the North cantilever. After inspecting the union, we verified that the bolts of that union had not been removed, greased and retightened because a scaffolding posi-

tioned precisely at their height had temporarily prevented operations. Therefore, the external plates were welded and retightened the bolts with grease.

7.1.4. Third sliding

With the project in an advanced state, while concreting the diaphragm corresponding to column 7 South cantilever, union 2-3 suffered a sliding. This sliding occurred with a noise when it reached the rod at the end of the oval holes, which raised concern among personnel that were concreting and fled from the bridge. Later, we took measurements of the slide, and found that South union 2-3 had moved 35 mm (Figure 23) on the sea side and 27 mm on the land side.

This movement was caused by uneven plate settlement of the union, probably due to the angle that resulted from the assembly on site of the two beams that meet there. Hence, part of the bolt axial had been used to bend the plate before contact, instead of generating compression between plates from the first moment. The union slid until a sufficient number of bolt rod reached the end of the oval hole and stopped the movement due to their rod shear capacity. From the safety perspective until failure (E.L.U), 30 rod to shear (of the 84 of this union) would be sufficient to resist the pull (acting simultaneously for maximum action with wind); therefore the

cordones superpuestos cortos y en ajedrez. Durante la ejecución se tomaron temperaturas y se vio que en ningún caso se llegaba a diferencias de temperatura tornillo chapa de más de 50 °C y que las chapas en la proximidad de las soldaduras no pasaba de 200 °C. En un primer momento, ante los defectos encontrados en la primera muestra de los tornillos de las almas, se planteó hacer una unión híbrida (contando con la colaboración de los cubrejuntas interiores apretados por los tornillos que quedaran útiles); Sin embargo, una vez soldados los cubrejuntas laterales exteriores, al chequear los tornillos, se comprobó que no se podía contar con los tornillos del alma dado que prácticamente todos estaban pasados de rosca por lo que se decidió realizar un refuerzo mediante perfiles, sin contar con la colaboración de ningún tornillo del alma ni de las alas en las dos primeras uniones.

7.1.3. Segundo deslizamiento

Después de sacar, engrasar y reapretar todos los tornillos, se produjo un segundo deslizamiento de unos 8 mm esta vez en el voladizo Norte. Una vez inspeccionada la unión se comprobó que los tornillos de esa unión no habían sido sacados, engrasados y reapretados debido a que un andamio situado precisamente a su altura había impedido temporalmente las operaciones. Así que se procedió a soldar los cubrejuntas externos y a reapretar los tornillos con grasa.

7.1.4. Tercer deslizamiento

Con la obra muy adelantada, durante el hormigonado del diafragma correspondiente a la pila 7 del voladizo Sur se produjo un deslizamiento en la unión 2-3. Este deslizamiento se produjo con un ruido al llegar los vástagos al final del taladro oval que causó la natural alarma en el personal que estaba hormigonando que salió corriendo del puente. Después se tomaron medidas del deslizamiento, encontrándose que la unión 2-3 Sur había deslizado 35 mm (Figura 23) en el lado mar y 27 mm en el lado tierra.

Este deslizamiento se produjo por un mal asiento de los tapajuntas de la unión, debido probablemente al ángulo que resultó en el montaje en obra de las dos vigas que se unen en ella. Por ese

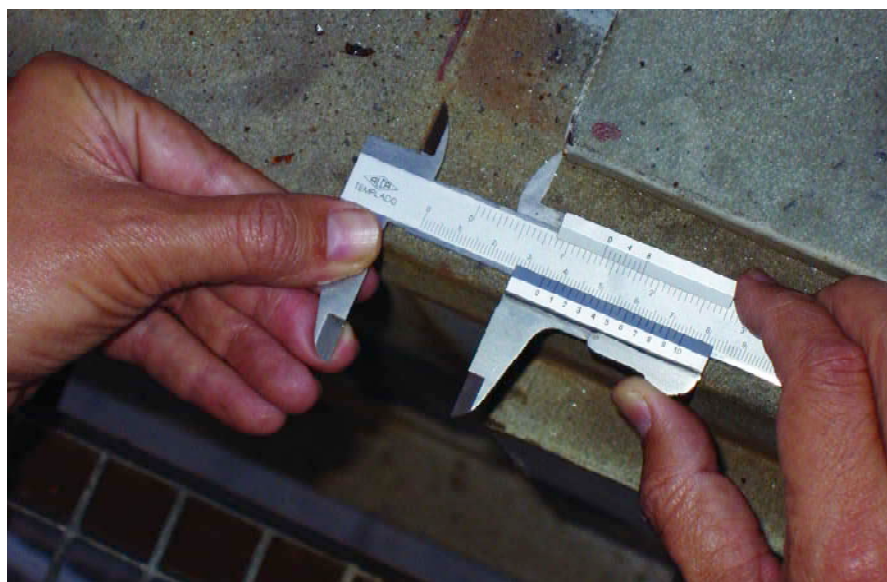


Figura 23. Deslizamiento de unión 2-3.
Figure 23. Sliding of union 2-3-

motivo parte del axil del tornillo se había empleado en flectar el tapajuntas antes de entrar las chapas en contacto, en vez de producir compresión entre chapas desde el primer momento. La unión deslizó hasta que un número suficiente de los vástagos de los tornillos llegó al tope del taladro ovalado y detuvieron el movimiento por su capacidad a cortante o lo que es lo mismo cizalla de vástago. Desde el punto de vista de seguridad hasta la rotura (E.L.U.) la capacidad de tan sólo 30 vástagos a cortante (de los 84 que tenía esta unión) serían suficientes para resistir la sollicitación (actuando de forma simultánea para la acción máxima con viento), por lo que el coeficiente de seguridad adicional a norma para esta rotura es mayor 2,04. Incluyendo a parte el coeficiente que tiene en cuenta la diferencia de holguras en taladros ovalados, como son los de la chapa intermedia de la unión 2-3 (coeficiente 1.4 según la instrucción).

Se decidió soldar los cuatro tapajuntas exteriores (alas y almas) para la unión 2-3 Sur en ambas vigas longitudinales, con el mismo protocolo de soldadura citado anteriormente.

La situación en que quedó la unión fue: en su mayor parte (del orden del 90%) trabajo a rozamiento y el resto a cizalla. Para evitar que progresase el trabajo a cizalla de los tornillos se procedió a la soldadura indicada.

7.2. Ensayos realizados

A fin de diagnosticar las razones de los problemas habidos con las uniones atornilladas en lo que al E.L.S. se refiere se realizaron tres tipos de ensayos: En primer lugar se realizaron una serie de ensayos con objeto de establecer la relación par-fuerza en los tornillos. En segundo lugar se realizaron ensayos fuerza-deformación en los tornillos con

sus tuercas con el fin de comprobar las características mecánicas del conjunto tornillo-tuerca. Y finalmente se realizaron una extensa serie de medidas (cientos de tornillo fueron inspeccionados de una u otra forma) “in situ” sobre los tornillos realmente colocados para saber si estaban apretados correctamente y para establecer si estaban en régimen elástico o plástico.

7.2.1. Ensayos realizados para determinar la relación Par-Fuerza

La unión entre las vigas longitudinales principales del tablero se proyectó mediante tornillos pretensados de métrica 30 y calidad 10,9, y de acuerdo con la normativa vigente se determinó la tracción que debían alcanzar dichos tornillos. Para lograr esta tensión en el vástago se calculó el par de apriete en base a fórmulas empíricas obteniendo un par de 2,5 m KN.

Los diferentes rozamientos entre tuerca, tornillo y arandela contribuyen a disminuir la tensión transmitida al tornillo para un par de apriete dado. Con el objeto de eliminar las incertidumbres, que para la fuerza de tesado de los tornillos son los coeficientes de rozamiento, el espesor de galvanizado y el par proporcionado por la llave dinamométrica, se ha realizado una campaña significativa de ensayos con célula de carga, para así poder correlacionar el momento de apriete proporcionado por la llave dinamométrica con la tracción real del tornillo. El objeto de estos ensayos fue pues obtener el par de apriete necesario para los tornillos de alta resistencia empleados en dichas uniones.

Los ensayos se realizaron sobre una muestra de 60 tornillos galvanizados, realizando diferentes ensayos en función del tipo de tuercas y el estado en que podían encontrarse en la obra (Figura 24). Con objeto de realizar el

safety coefficient in addition to the standard for this failure is 2.04 greater. Including in addition the coefficient that considers the difference in size of oval holes, such as intermediate steel plates in union 2-3 (coefficient 1.4 according to instruction).

It was decided to weld the four exterior plates (flanges and web) for South union 2-3 on both longitudinal beams, using the same welding protocol mentioned above.

The result at the union was: in most cases (around 90%) friction work and the rest on shear. In order to prevent additional bolt shear work, we proceeded to perform the welding.

7.2. Tests performed

In order to diagnose the reasons of the problems with the bolted unions, as far as SLS was concerned, three types of tests were performed: First a series of tests were performed in order to establish the torque-strength ratio of bolts. Secondly, force-elongation tests were performed on the bolts with their nuts in order to verify the mechanical properties of the bolt-nut combination. And finally, a broad series of measures were performed (hundreds of bolts were inspected in one way or another) on site with the bolts actually placed in order to confirm they were suitably tightened and to establish if they were in elastic or plastic regime.

7.2.1. Tests performed to determine the torque-strength ratio

The union between the main longitudinal beams of the deck was projected with prestressed rod size 30 and quality 10,9, and in accordance with current standards determined the tension these



Figura 24. Tornillos y tuercas usados en el ensayo.
Figure 24. Bolts and nuts used in test.

bolts would reach. In order to achieve this tension at the socket, the tension torque was calculated using empirical formulas, which resulted in a torque of 2,50 m KN.

The various chases between nut, bolt and ring contribute to reduce the tension transmitted to the bolt for a given tension torque. In order to eliminate uncertainties, which for the tension strength of the bolts are friction coefficients, the galvanized thickness and torque provided by the dynamometric wrench, a significant number of tests were performed with a load cell, in order to correlate the tightening moment provided with the dynamometric wrench and the actual tension of the bolt. The purpose of these tests was to obtain the tension torque required for the high resistance bolts used in these unions.

The tests were performed over a sample of 60 galvanized bolts, performing different tests depending on the type of bolt and the status they could be in on site (Figure 24). In order to perform the tightening test with the load cell a significant number of times, and give that the bolt may be damaged during the test if the torque were too high, we built a test union with the same steel plate thicknesses and paint finish as the steel plates on the bridge, which accurately represented any of the unions of the longitudinal deck beams.

In order to provide the necessary torque, a dynamometric wrench was used capable of providing tension torque between 0,02 and 0,20 m KN. Given that the maximum torque possible with the wrench was 0,20 m KN and we had to test with torque ranges from 0,50 to 5,0 m KN, we required a greater torque multiplier and therefore purchased a factor 25 torque multiplier. The torque transmitted by the dynamometric wrench was verified with a cali-

brator, which for a theoretical torque of the wrench provides the actual torque transmitted, obtaining therefore a corrector coefficient greater than one. In the case of the wrench we used, the correction coefficient resulted to be $k_c = 1$ for any given torque.

In order to determine the prestress force of the bolt, the company Kinesia manufactured two load cells specific for bolts with rod size 30 and 500 KN of maximum load (Figure 25). Physically, they have the form of a hollow cylinder, and the bolt to be measured runs through the inside. The cell is placed between the head of the bolt and the first plate. Part of the design criteria not only focused on the size of the cell at the plant, but also its height (as if it were extended, it would require using bolts with much longer rod) and includes a connector that transmits the readings to the data collector.



Figura 25. Célula y colector.
Figure 25. Cell and collector.

We have tested different types of lubricants (Figure 26): a) Petroleum wax, b) Petroleum grease with graphite to provide liquid consistency, c) Molybdenum bi-sulphur lubricant, d) Molybdenum bi-sulphur paste. Of all these, the most suitable for this case was Molybdenum bi-sulphur paste, as it dries quickly, remaining adhered to the impregnated surface preventing the lubricant from migrating to the union steel plate interface.

ensayo de apriete con célula de carga un número representativo de veces, y dado que en el ensayo es posible que la tuerca pueda resultar dañada si el par ejercido fuese demasiado alto, se fabricó una unión de prueba que con los mismos espesores de chapa y acabado de pintura que las chapas del puente, representaba exactamente cualquiera de las uniones de los largueros longitudinales del tablero.

Para poder dar el par necesario se disponía de una llave dinamométrica capaz de dar pares de apriete de 0,02 a 0,2 m KN. Dado que con la llave el par máximo que se podía dar era de 0,2 m KN y se tenían que ensayar pares desde 0,5 hasta 5,0 m KN era necesario un multiplicador de par mayor, a tal efecto se compró un multiplicador de par de factor 25. El par transmitido por la llave dinamométrica se verificó con un calibrador, que para un par teórico de la llave da el par real transmitido, obteniendo así un coeficiente corrector que es mayor que uno. En el caso de la llave empleada el coeficiente corrector resultó ser de $k_c = 1$ para cualquier par.

Para determinar la fuerza de pretensado del tornillo la empresa Kinesia fabricó sendas células de carga específicas para tornillos de métrica 30, de 500 KN de carga máxima (Figura 25). Físicamente, tienen forma de cilindro hueco, por el interior del cual pasa el tornillo cuya fuerza se controla. La célula se coloca entre la cabeza del tornillo y la primera chapa. Como criterio de diseño no solamente se limitaba el tamaño de la célula en planta, sino también su altura (ya que de prolongarse ésta hubiera requerido el uso de tornillos de mucha longitud de vástago) y dispone de un conector que transmite la lectura al colector de datos.

Se han ensayado diferentes tipos de lubricante (Figura 26): a) Cera petrolífera, b) Grasa petrolífera con adición



Figura 26. Diferentes grasas y lubricantes ensayados.
Figure 26. Different greases and lubricants tested.



Figura 27. Ensayo con célula de carga.
Figure 27. Test with load cell.

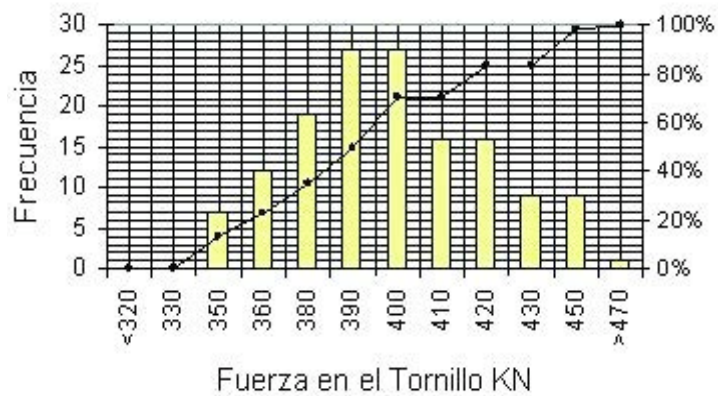


Figura 28. Función de densidad de la fuerza de pretensado para tornillos lubricados y $M = 1,50$ KN m.
Figure 28. Lubricated bolts. Function for calculating the density-function of prestress force for $M = 1.50$ KN m.

de grafito de consistencia líquida, c) Lubricante de bisulfuro de molibdeno, d) Pasta de bisulfuro de molibdeno. De todos ellos el que se ha revelado como el más adecuado para este caso es la pasta de bisulfuro de molibdeno, ya que seca rápidamente, quedando adherido a la superficie impregnada, evitando así que el lubricante pudiese migrar a la interface de las chapas de la unión.

Para realizar el ensayo (Figura 27) se coloca la célula de carga delante de alguno de los agujeros de la unión de prueba. Se introduce uno de los tornillos y su tuerca correspondiente por la parte inferior. Se aprieta el tornillo con la llave dinamométrica dando el primer apriete hasta que salte la llave dinamométrica y tomando a continuación la lectura de la célula dinamométrica para obtener la fuerza de pretensado correspondiente. Se repite el último paso aumentando el par en la llave tantas veces como escalones de carga se han previsto

Como resultado del tratamiento estadístico de los ensayos realizados se extrajeron las siguientes conclusiones:

Con el par dado inicialmente en obra de $2,5$ KN m, y sin lubricar los tornillos, se obtiene una fuerza en el vástago del tornillo de $235,5$ KN de valor medio lo cual supone un 60% de la fuerza con la que se calculó la unión. El óxido en las tuercas actúa como un lubricante, ya que para un par dado se obtienen tensiones en los tornillos mayores que sin él, aunque con una mayor dispersión. Para obtener una fuerza de pretensado media en el tornillo de 393 KN, que es el valor

teórico de la misma, sería necesario ejercer un par de unos $4,22$ KN m, lo cual resulta inadmisibles porque antes de llegar a dicho par se produciría la rotura de la cabeza del tornillo por torsión.

En el caso de las series realizadas lubricando con molikote tanto la rosca del vástago como la arandela en la cara de contacto con la cabeza del tornillo, interpolando en las rectas de regresión del par en función de la fuerza en el tornillo el valor de la fuerza teórica de pretensado del tornillo de 393 KN m, se obtiene un valor medio del par de apriete de $M_m = 1.488$ KN m. Así, para un momento de apriete de $1,50$ KN m se obtiene la función de densidad de la Figura 28 y la de distribución de la 29, con los valores de los cuantiles indicados en la misma.

In order to perform the test (Figure 27) the load cell is placed in front of one of the union holes to be tested. The bolt and nut are introduced below. The bolt is tightened with the dynamometer wrench giving the first tension until the dynamometric wrench releases and then taking the reading from the dynamometric cell in order to obtain the corresponding prestress force. The last step is repeated increasing torque on the wrench as many times as load steps are required.

As a result of the statistical treatment of the tests performed, the following conclusions were drawn:

With the torque given initially on site of $2,5$ m KN, and without lubricating the bolts produces an average rod ten-

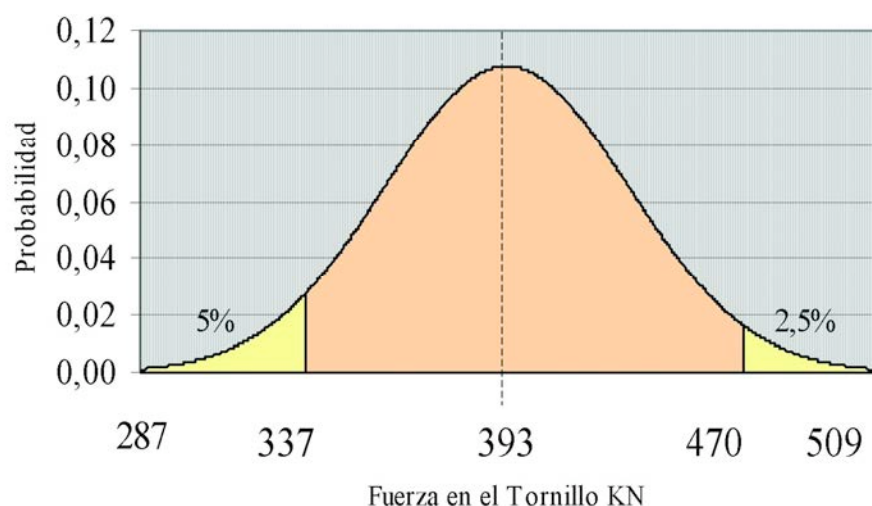


Figura 29. Función de distribución de la fuerza de pretensado para tornillos lubricados y $M = 1,50$ KN m.
Figure 29. Lubricated bolts. Function for calculating the distribution-function of prestress force $M = 1.50$ KN m.

sion of 235,5 kN, which is 60% of the strength used to calculate the union. The rust on the nuts works as a lubricant, as the tension values on the bolts for a given torque are greater than without rust, although with greater dispersion. In order to obtain an average prestress force at the 393 kN bolt, which is the theoretical value, we would need to exert 4,22 m kN of torque, which is unacceptable because the head of the bolt would break before reaching this level through torsion.

In the case of series performed lubricating both the rod groove and the ring plate in contact with the bolt head with Molikote, and interpolating the torque in regression lines depending on the force of the bolt, with a theoretical prestress force value of the bolt of 393 kN, the average tension torque value was $M_m = 1,489 \text{ m kN}$. Hence for a torque of 1,50 m kN, we obtained the density function displayed in Figure 28 and distribution function of 29 with the values specified.

Characteristic lower value and upper limit. In order to determine the tension torque, we considered there must be double limits (lower and upper) in order to limit the minimum characteristic tension on the bolt and to avoid yielding the groove. The characteristic value 95 is the quantile of the distribution that leaves a fraction of population to the left equal to 5% for a normal distribution. In order to determine the upper quantile, we considered the tests performed with lubricated bolts after 470 kN and noticed some of the thread grooves had started to move, unequivocal sign of a start of plastification of said areas caused by groove flexion. Of the distribution obtained, the result was that for this value of 470 kN, that given a torque of 1,50 m kN, the probability of greater bolt tension was only 2.6%.



Figura 30. Elementos del ensayo.
Figure 30. Test items.

7.2.2. Bolt-nut failure test

In order to determine if the bolt, ring and nut worked properly, a series of tension tests were performed leading the unit to failure (Figure 30).

The first series of tests involved stressing the bolt, pulling from one side of the head and on the other from the nut, until it broke. The second series of tests included a wedge that mimics an inclination of 6° in order to reflect an unsuitable tightening due the bolt entering at an angle or forced by shear strength.

The conclusions of these tests were as follows (Figure 31):

All cases, the break form was always by plastification of the threaded area of the nut.

With straight tension there was no dispersion and failure occurred at 580 kN, while nominal strength for these bolts is 560 kN.

With oblique tension, the average failure tension in tests was around 530 kN, although with some dispersion in the results, which represents a reduction in ultimate load of the bolt by 10% approximately.

It can therefore be said that given that the tightening strength of the bolts on the deck was around 390 kN, said bolts would be in the straight part of the curves and far from failure of the bolt-nut combination. Therefore the explanation of the problems is not related to the characteristics of the bolts or nuts.

7.2.3. Tension torque

– spin verification tests

Based on the problems detected in the bolts of longitudinal unions, and espe-

Valor característico inferior y límite superior. Para determinar el par de apriete se ha tenido en cuenta que debe haber límites dobles, uno inferior y otro superior, con objeto de limitar por abajo la tensión característica mínima en el tornillo, y por arriba para que no se pasen de rosca. El valor característico 95 es el cuantil de la distribución que deja a su izquierda una fracción de la población igual al 5% para una distribución normal. Para determinar el cuantil superior se ha tenido en cuenta que en los ensayos realizados con los tornillos lubricados a partir de las 470 kN se observaba que algún filete de las roscas de la tuerca se había comenzado a desplazar, señal inequívoca de un comienzo de plastificación en dichas zonas por flexión en el filete. De la distribución obtenida se obtiene que para este valor de 470 kN la probabilidad de que, dando un par de 1,50 kN m, la tracción en el tornillo sea mayor es sólo del 2.5%.

7.2.2. Ensayo de rotura de tornillo-tuerca

Con objeto de poder determinar si era correcto el funcionamiento del conjunto tornillo, arandela y tuerca se realizaron una serie de ensayos de tracción llevando el conjunto hasta la rotura (Figura 30).

La primera serie de ensayos consistió en traccionar el tornillo tirando por un lado de la cabeza del mismo, y por el otro de la tuerca, hasta la rotura. En una segunda serie de ensayos se interpuso una cuña que materializa un plano inclinado 6° , con el objetivo de poder reflejar un apriete inadecuado debido a que el tornillo hubiera podido entrar esviado o estuviese forzado por trabajo a cizalla.

Las conclusiones de dichos ensayos fueron pues las siguientes (Figura 31):

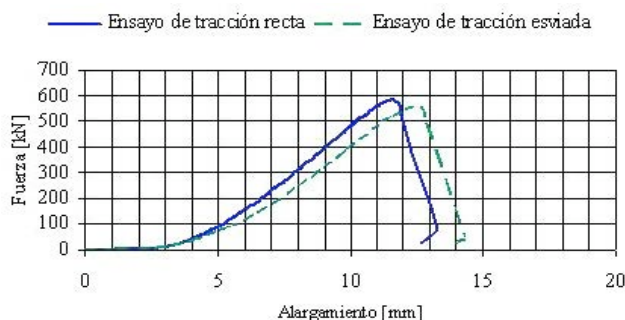


Figura 31. Curvas fuerza de pretensado-alargamiento.
Figure 31. Prestress-lengthening force curves.

En todos los casos la forma de rotura ha sido siempre por plastificación de la zona roscada de la tuerca.

Con tracción recta no existe dispersión y la rotura se produce a unas 580 KN, mientras que la fuerza nominal para estos tornillos es de 560 KN.

Con tracción oblicua se obtiene una fuerza media de rotura de los ensayos de unas 530 KN, aunque con algo de dispersión en el resultado, lo cual supone una rebaja de la carga última del tornillo del 10% aproximadamente.

Se puede decir pues, que dado que la fuerza de apriete de los tornillos colocados en el tablero ronda las 390 KN, dichos tornillos se encontrarían en la parte recta de las curvas y lejos de la rotura del conjunto tornillo-tuerca. Por tanto la explicación de los problemas habidos no se relaciona con las características de los tornillos ni de sus tuercas

7.2.3. Ensayos de comprobación de par de apriete - giro

A partir de los problemas detectados en los tornillos de las uniones longitudinales, y especialmente a partir del primer deslizamiento de la unión en el voladizo sur, se propuso la inspección "in situ" de todas las uniones longitudinales del puente.

La inspección tenía por objeto comprobar, por un lado, que los tornillos tuviesen el par de apriete adecuado y, por otro, que no se hubiesen producido plastificaciones ni en la tuerca ni en el vástago. Los pares de apriete modificados para tornillos engrasados que se habían recomendado, indicados en el apartado anterior, eran de 1,50 KN m. Como no se paró la obra, durante la inspección se fueron colocando tableros cuyo montaje fue directamente supervisado por lo que hay que distinguirlos de los que se inspeccionaron cuando ya estaban montados.

Con el fin determinar el par de apriete con el que se encontraban los tornillos que ya estaban montados, se intentaban mover apretando con la llave dinamométrica. Para ello se comienza con un par de apriete bajo, de 0,50 KN m, y se va subiendo con escalones de 0,25 KN m, hasta que el tornillo giraba o hasta que se alcanzaba el par con el

que fueron apretados (2,50 KN m). En ese momento se tomaba la medida del escalón anterior. Posteriormente el tornillo se sacaba para inspeccionarlo visualmente (tornillo y arandela), anotando cualquier dato relevante, cizalladura, plastificación, mordedura, etc. Posteriormente engrasaba con Molikote y se apretaba siguiendo uno de los siguientes procedimientos:

a) Procedimiento 1

Se va subiendo el par por escalones, desde 0,50 hasta 1,50 KN m, y se van registrando los giros que se producen en cada escalón. Para medir los giros se utilizó una plantilla graduada de grado en grado que se superponía sobre el tornillo en cada escalón (Figura 32). El cero de la escala venía determinado por la posición del tornillo al final del primer escalón. El porcentaje de tornillos de la unión al que se ha aplicado este procedimiento ha sido de un 15% a un 20% de los inspeccionados.



Figura 32. Plantilla porta-ángulos.
Figure 32. Angle template.

b) Procedimiento 2

Es similar al anteriormente descrito, con la salvedad que sólo se aplican dos escalones de carga, el primero y el último, por lo que sólo se mide el giro final del tornillo. El porcentaje de tornillos de cada unión a los que se ha aplicado este procedimiento oscila entre 80% y el 85% de los inspeccionados.

– Determinación de curvas par-giro:

Con los datos obtenidos según los apartados anteriores, se determina la relación entre el par y el giro dado al tornillo mediante un gráfico. En abscisas se representa el giro en grados sexagesimales, y en ordenadas el par de apriete en KN m. Si el resultado es una recta, el tornillo trabaja en régimen

cially after the first sliding of the South cantilever union, it was proposed to inspect all longitudinal unions of the bridge on site.

The purpose of the inspection was to verify on one hand that the bolts had suitable tension torque, and on the other there were no plastifications to the thread or the rod. The modified tension torques for greased bolts that had been recommended, indicated in the previous section, were 1,50 m KN. As the construction did not stop, deck segments were assembled during the inspection which were directly supervised and had to be differentiated from the ones inspected that were already assembled.

In order to determine the tension torque of the bolts that were already assembled, we tried to move them tightening with the dynamometric wrench. Started with a low tension torque, around 0,50 m KN, and increases in 0,25 m KN steps, until the bolt turned or until reaching the torque to which they had been tightened (2,50 m KN). Then we took measurements from the previous term. Subsequently, the bolt was removed to inspect it visually (bolt and ring), recording any relevant information, shearing, plastification, biting, etc. Next they were greased with Molikote and tightened in accordance with one of the following procedures:

a) Procedure 1

Torque is increased in steps, from 0,50 to 1,50 m KN, and the turns in each step are registered. In order to measure the turns, we used a template graduated in degrees, which were placed over the bolt in each step (Figure 32). Zero on the scale was determined by the position of the bolt at the end of the first step. This procedure was applied to 15% to 20% of union bolts inspected.

b) Procedure 2

It is similar to the previous one, except that only two load steps are applied, the first and last; therefore only measuring the final turn of the bolt. This procedure was applied to 80% to 85% of union bolts inspected.

– Determination of torque-spin curves.

The data obtained from the previous sections was used to determine the torque and spin ration given to a bolt through a chart. The "x" coordinate

represents the spin, and the “y” coordinate represents the tension torque. If the result is a straight line, the bolt works in elastic regime. But if the line curves or cracks at higher loads or another curve at a lower inclination, in this case the bolt has started to plastify. Figure 33 includes one of the hundred of curves obtained as an example. In this case, we have included four bolts from a lower flange plate. The curves of these bolts reach up to 398 kN (which is equal to 1,50 m kN), while plastification occurred at 331,7 kN, which is only 60% of the ultimate force 560 kN.

Furthermore, we must highlight that in all cases, the complete spin of the bolts was much higher than theoretical spins that can be established considering: the thread step, elastic shortening of steel plates, elastic extensions of bolts and deducting the branch corresponding to the “presentation” of the bolt on steel plates or looseness measurements. As of today, we have no rigorous explanation for this excess spinning; the explanation that part of the spin would wear until overcoming the flexion of steel plates before coming in contact, would have evidenced a more flexible branch, which was not generally appreciated during the tests.

The decision on the bolts inspected with procedure 1 was based on the kind of torque-spin curves (straight lines). A bolt has yielded its nut thread when the tightening process reduces its rigidity considerably.

In the case of bolts inspected using procedure 2, we established some limits for spins after which we indicated the tests as excess spin. These limits were: Bolts where the difference in spin between the first load step and the last was greater than 50° or when the final spin was greater than 100°. We should indicate that these values were taken by comparison with what the bolts turned in procedure 1, and using elastic regime displacement torque curves, because as we already said, it was not possible to compare with the theoretical torque spin ratio.

The figures obtained were used to establish the “what was the situation” of all unions and performed SLS calculation verifications regarding the

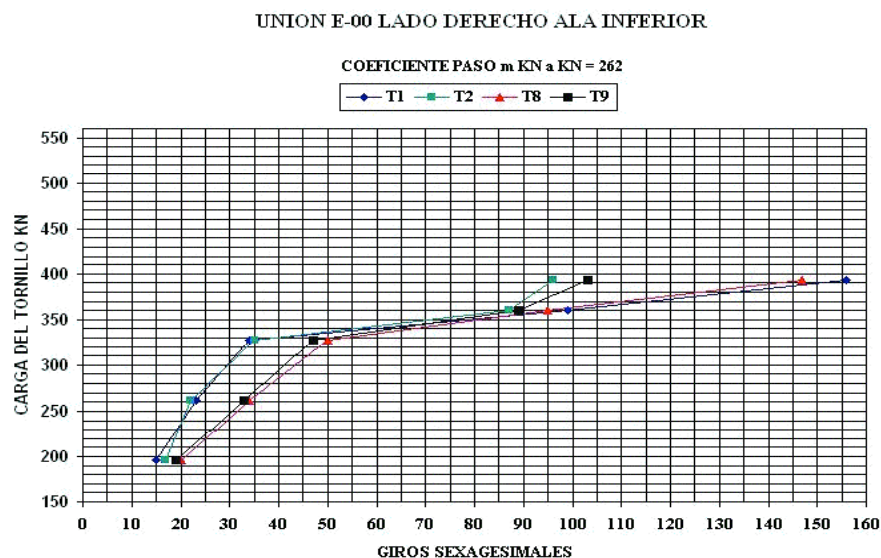


Figura 33. Relación par-giro.
Figure 33. Torque - spin ratio.

safety against sliding in each and every one of the most unfavourable action hypothesis. The criteria used to establish the situation of the unions were:

- Not including the collaboration of the bolts that had not been re-tightened with Molikote, or the bolts lost or yielded groove.

- In the case of bolts retightened with Molikote and without changes in the torque spin curve inclination, we used the strength corresponding to the applied torque.

- In the case of bolts retightened with Molikote and with changes in the torque spin curve inclination, we used the strength corresponding to the point of change of direction of the curve.

- As we did not inspect 100% of the bolts of each union, we extrapolated the results of the bolts analyzed to the ones not inspected.

7.2.4. Conclusions

1. The bolted unions of the arch deck steel beams at Los Tilos have worked very poorly.
2. There is no definite knowledge of the ultimate reasons that caused this poor operation, which finally obliged to weld all unions, but some reasons can be excluded:

elástico. Pero si el gráfico se curva o tiene un quiebro apareciendo a cargas más altas otra recta de menor pendiente, en este caso el tornillo ha comenzado su plastificación. En la figura 33 se recoge a, modo de ejemplo, una de las cientos de curvas que se obtuvieron. En este caso se recogen cuatro tornillos de una platabanda de ala inferior. Las curvas de estos tornillos, que se ponen como ejemplo, llegan hasta las 398 kN o lo que es igual 1,50 kN m, y resulta que la plastificación se ha producido a 331,7 kN que es sólo el 60% de la fuerza de rotura 560 kN.

Además hay que señalar que en todos los casos el giro total de los tornillos estuvo muy por encima de los giros teóricos que se pueden establecer tomando en cuenta: el paso de las roscas, los acortamientos elásticos de las chapas, los alargamientos elásticos de los tornillos y descontando la rama correspondiente a la “presentación” del tornillo sobre las chapas o toma de holguras. Al día de hoy no tenemos una explicación rigurosa para este exceso de giros, la explicación de que parte del giro se gastara en vencer la flexión de las chapas antes de entrar en contacto hubiera puesto de manifiesto una primera rama más flexible, que no se apreciaba en general en los ensayos.

El juicio sobre los tornillos inspeccionados con el procedimiento 1 se basó en la forma de la curva (rectas) Par-Giro. Un tornillo está pasado de rosca cuando en el proceso de apriete su rigidez cambia para disminuir notablemente.

Para los tornillos inspeccionados por el procedimiento 2 se establecieron unos límites a los giros por encima de los cuales se indica en los registros de ensayo como giro excesivo. Estos límites fueron: Aquellos tornillos en los que la diferencia de giros entre el primer escalón de carga y el último, fue mayor de 50° o aquellos cuyo giro final está por encima de 100°. Hay que indicar que estos valores se tomaron por comparación con lo que giraban los tornillos del procedimiento 1 con curvas par deformación en régimen elástico, pues ya se ha dicho que no se pudo contrastar con la relación teórica par giro.

Con todos los datos recogidos se estableció “cuál era la situación” de todas las uniones y se realizaron comprobaciones de cálculo en E.L.S. sobre la seguridad al deslizamiento de cada una de ellas en la hipótesis de acciones más desfavorables. Los criterios que se siguieron para establecer la situación de las uniones fueron:

– No se cuenta con la colaboración de los tornillos que no se han reapretado con Molikote, ni con los tornillos perdidos o pasados de rosca.

– En los tornillos reapretados con Molikote, y sin cambio de pendiente en la curva par-giro, se cuenta con la fuerza correspondiente al par aplicado.

– En los tornillos reapretados con Molikote, y con cambio de pendiente en la curva par-giro, se cuenta con la fuerza correspondiente al par ejercido en el punto de inflexión de la curva.

– Como en general no se han inspeccionado el 100% de los tornillos de cada union, se han extrapolado los resultados de los tornillos analizados a los no inspeccionados.

7.2.4. Conclusiones

1. Las uniones atornilladas de las vigas metálicas del tablero del arco de los Tilos han funcionado muy mal.
2. No se tiene un conocimiento definitivo de las razones últimas que han producido este mal funcionamiento que finalmente obligó a soldar todas las uniones; pero se pueden descartar algunas causas:

- a. Los tornillos y las tuercas tenían las curvas tensión deformación y la capacidad resistente a rotura correctas.
 - b. El Par de apriete de los tornillos engrasados era el correcto y su relación con la tracción del tornillo bien conocida.
 - c. Los taladros eran geométricamente correctos.
3. Y establecer algunas hipótesis:
- a. El diseño de las uniones fue muy malo, en el sentido de que la tuerca no era accesible y en el sentido de que la rigidez de la unión hacía difícil que todas las chapas entraran en contacto bajo la presión de los tornillos.
 - b. Las holguras en la ejecución de las obras y las imperfecciones geométricas no detectadas en los montajes en blanco en taller, obligaron a montar con ángulos importantes en las uniones que estaban previstas como rectas. Esto pudo inducir nuevas resistencias a que las chapas entraran en contacto además de esfuerzos de cortadura en algunos tornillos.
 - c. Las vibraciones producidas por el paso de las grúas pudo así mismo influir en el apriete de los tornillos.
 - d. Finalmente el descenso de apoyo del cambio a neopreno en la Pila 0 de ambos voladizos también pudo inducir esfuerzos de cortadura en los tornillos.

Como conclusión, se establece que el diseño de las uniones atornilladas pretensadas debe ser sencillo y flexible para que no se gaste parte de la fuerza del tornillo en flexionar las chapas antes de que éstas entren en contacto. Además las uniones atornilladas pretensadas se deben diseñar con las tuercas y las cabezas de los tornillos accesibles para poder cambiarlos si se pasan de rosca. Se recomienda finalmente que, para evitar deslizamientos con cargas de servicio, se dimensione la unión con un coeficiente de seguridad al deslizamiento mayor de 1,0.

- a. *The bolts and nuts had correct displacement tension curves and failure resistance capacity.*
- b. *The tension torque of greased bolts was correct and their relation with bolt tension was well known.*
- c. *The drillings were geometrically correct.*

3. And establish some hypothesis:

- a. *The design of the unions was very poor, in the sense that the nuts was not accessible and in the sense that the rigidity of the union made it difficult for all plates to come into contact under pressure from the bolts.*
- b. *The looseness in the execution of the works and the geometric imperfections that were not detected during assembly at the workshop, forced assemblies with important angles at the unions that had been planned as straight lines.*
- c. *The vibrations caused by the passing of cranes could also influence the tightening of bolts.*
- d. *Finally the bearing settlement in the change to neoprene in Columns 0 on both cantilevers could also have induced shear forces on bolts.*

In summary, the design of the prestressed bolted unions should be simple and flexible in order not to waste part of the bolt's force in flexioning steel plates before coming into contact. In addition, the prestressed bolted unions should be designed with nuts and bolt heads accessible in order to change them if they yield their groove. Finally, it is recommended that in order to avoid sliding with serviceability loads, to size the union with a sliding safety coefficient greater than 1.

FICHA TÉCNICA

• **NOMBRE DE LA OBRA:**

Arco de Los Tilos. Acondicionamiento de la C-830 de Santa Cruz de La Palma a Puntagorda por el Norte. Tramo Tenagua-Los Sauces.

• **PROPIEDAD:**

Consejería de Infraestructuras, Transportes y Vivienda del Gobierno de Canarias.

D. Antonio Castro Cordobés - Consejero de Infraestructuras, Transportes y Vivienda

D. Julio Molo Zabaleta - Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Área de Carreteras.

• **INGENIERO DE CAMINOS, DIRECTOR DE LA OBRA:**

Martín Piñar Rodríguez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

• **EMPRESAS CONSTRUCTORAS:**

FERROVIAL-AGROMAN, S.A. en U.T.E. con VÍAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.

• **INGENIERO JEFE DE OBRA:**

Óscar Heras Gala. Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

• **INGENIEROS DE CAMINOS, AUTORES DEL PROYECTO MODIFICADO DE CONSTRUCCIÓN**

Santiago Pérez-Fadón Martínez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

José Emilio Herrero Benítez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Juan José Sánchez Ramírez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Marcos Sánchez Sánchez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

• **INGENIERO DE CAMINOS, AUTOR DEL PROYECTO ORIGINAL ADJUDICADO:**

Manuel Juliá Vilardell. Ingeniero de Caminos, C. y P.

• **ASISTENCIA TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN DE OBRA:**

AEPO-TRAZAS

• **PRESUPUESTO OBRA COMPLETA:**

20.400.000 € (3.400 millones de ptas.)

• **PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE:**

Luz del arco: 255 m

Flecha del arco: 45 m

Sección del arco: cajón de 6 m de ancho
y 3 de canto

Espesores del cajón: 20 - 25 cm

Excavación en cimientos: 20.000 m³

Inyecciones de consolidación: 1.170 tn

Hormigón de altas prestaciones (H-75): 2.600 m³

Hormigón convencional: 4.200 m³

Acero de armar: 1.200.000 kg

Acero en tirantes y retenidas: 89.000 kg

Acero estructural: 850.000 kg

REFERENCIAS

El Arco de Los Tilos en la Isla de La Palma. Pérez-Fadón Martínez, S., Herrero Benítez, J. E., Sánchez Ramírez, J. J. y Sánchez Sánchez, Marcos. Ferrovial Agromán, Dirección Técnica. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

El Control del proyecto del arco de Los Tilos. Julia Villardel, M., Ortega Vidal, D. Universidad Politécnica de Madrid. AEPO, S.A., II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

Arco de Los Tilos. Aspectos de cálculo. Pérez-Fadón Martínez, S., Herrero Benítez, J. E., Sánchez Ramírez, J. J. y Sánchez Sánchez, M. Ferrovial-Agromán, Dirección Técnica. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

Efectos estructurales no lineales en el puente de Arco de Los Tilos. Marí Bernat, A., Pérez-Fadón, S., Julia Villardel, M., Lorea Arnal, A., Sánchez Ramírez, J. J. Universidad Politécnica de Cataluña. Ferrovial-Agromán. Universidad Politécnica de Madrid. II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

<http://www.e-ache.net>

El Arco de Los Tilos en La Palma, Canarias. Uniones atornilladas del tablero. CEA 2004 Congreso de la Estructura de Acero. ARTÉCNium. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de La Coruña. Campus de Elvira, 16071, A Coruña.

hernandez@udc.es

Influencia de la armadura transversal en la separación de fisuras

Transverse reinforcement influence in the distance between cracks



Miguel Fernández Ruiz

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC-2 Estudio de Ingeniería

RESUMEN

En este artículo se estudia la relación existente entre la separación de fisuras, la longitud de transferencia y la posición de la armadura transversal. Para ello se parte de una serie de evidencias experimentales sobre diferentes elementos para, posteriormente, estudiar el fenómeno físico de la fisuración y los principales modelos teóricos de la misma (ninguno de los cuales considera la presencia de la armadura transversal). Finalmente, se comparan los resultados de dichos modelos poniendo en relación la separación esperable entre fisuras con la distancia entre armaduras transversales y el debilitamiento que éstas originan en la sección de hormigón, obteniéndose una serie de recomendaciones y ábacos de cara a la estimación de la separación entre fisuras.

SUMMARY

In this paper the relationship between the transverse reinforcement position, the transfer length and the crack spacing is studied. In order to do it, several experimental series over different elements are presented and later these results are analysed studying the physical phenomenon of cracking and its main theoretical models (none of them considering the transverse reinforcement position). Finally, the crack spacing results of the models are compared with the transverse reinforcement position considering also the influence of it in the bearing capacity of a reinforced section. As a result, a series of recommendations in the prediction of the crack spacing are proposed.

1. NOTACIÓN

A continuación se detalla una lista con los símbolos y abreviaturas empleados a lo largo del artículo. Algunos conceptos presentan dos nomenclaturas diferentes a efectos de respetar la notación original de los autores en algunas formulaciones:

$A_{c,ef}$	Área eficaz de hormigón traccionado por la barra de acero
c	Recubrimiento
E_s	Módulo de rigidez del acero
f_{ct}	Resistencia a tracción del hormigón
f_{cm}	Resistencia a compresión del hormigón
ϕ	Diámetro de la armadura pasiva
l_r	Longitud de transferencia
l_{smax}	Máxima separación posible entre fisuras
N	Esfuerzo axial
ρ_{ef} ($\rho_{s,ef}$)	Cuantía eficaz de acero traccionado
s	Espaciamento entre fisuras / Separación de barras longitudinales
s_m (s_m)	Espaciamento medio entre fisuras
τ	Tensión tangencial en el perímetro de contacto acero – hormigón
τ_{med}	Tensión tangencial media en el perímetro de contacto acero – hormigón

2. INTRODUCCIÓN

En este artículo se estudia la relación existente entre la separación de fisuras en un elemento de hormigón armado, la longitud de transferencia (que establece unos límites a la anterior) y la armadura transversal en caso de existir. La norma española EHE, así como otras normativas nacionales e internacionales, no recogen en sus formulaciones de separación de fisuras la presencia de armadura transversal y sí en cambio otros factores como el recubrimiento, la separación de barras longitudinales, etcétera. Sin embargo, y en oposición a las normas, la evidencia experimental muestra que las posiciones de las fisuras quedan habitualmente determinadas por las correspondientes de las armaduras transversales.

En este estudio se pretende aclarar el por qué de este hecho experimental y la conexión que existe entre la separación de la armadura transversal y el resto de parámetros involucrados. Para ello se desarrolla una comparativa entre las propuestas de las diferentes normas y recomendaciones de manera que pueda determinarse el rango de valores de separación de fisuras esperable y poder relacionarlo así con la distancia de las armaduras transversales.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Se comienza el estudio mostrando una serie de evidencias experimentales que permiten comprobar la relación que existe entre la posición de la armadura transversal y la de las fisuras. Para ello se presentan los resultados de laboratorio obtenidos por diferentes autores y para distintos elementos estructurales (vigas a flexión, tirantes y placas). Dichos elementos, sensiblemente diferentes en su comportamiento y mecanismos

resistentes (axil, flexión, torsión), presentan un patrón de fisuración absolutamente determinado por la armadura transversal de los mismos.

Los primeros ensayos que se presentan son los llevados a cabo por Rüsch y Rehm en los años sesenta [11] y que han servido de base para calibrar gran parte de las formulaciones de fisuración existentes incluso actualmente. Dichos ensayos fueron realizados para estudiar la influencia de una serie de parámetros en la abertura y separación de fisuras de una zona sin armado transversal (al ser el cortante nulo en la misma). Un resultado experimental de esta serie puede observarse en la figura 1.

Estos resultados probaron sin lugar a dudas la influencia del diámetro de la armadura en la separación de fisuras así como de otros factores y su enorme dispersión cuando no existe armado transversal. Sin embargo, otra serie de vigas de control ejecutadas con armadura transversal (a pesar de no ser necesaria por cálculo) proporcionaron como interesante resultado que las fisuras se producían de manera precisa en las posiciones en las que se encontraban los cercos. A continuación se reproduce en la figura 2 uno de esos resultados experimentales.

Ensayos más recientes realizados sobre otro tipo de elementos como los tirantes (esfuerzo puro de tracción) por Álvarez en Zürich [1] tampoco dejan lugar a dudas sobre cuál es el principal factor que influye en la separación entre fisuras en este tipo de elementos (ver figura 3). Este resultado es el que posteriormente empleó junto con Martí, Kaufmann y Sigrist en el Tension Chord Model [9] con excelentes resultados.

Gómez [5] ha observado también este comportamiento frente a la fisuración en las losas superiores de puentes mixtos

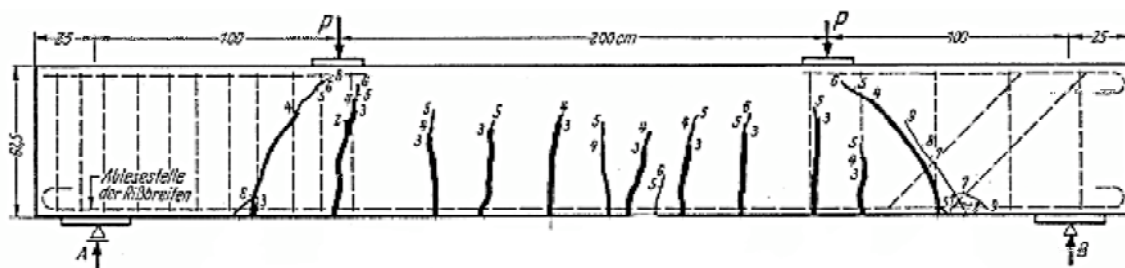


Figura 1: Ensayo a flexión sin armadura de cortante [11].

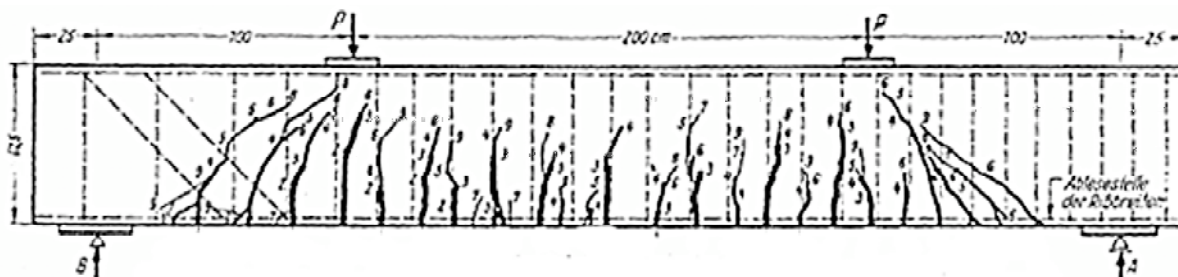


Figura 2: Ensayo a flexión con armadura de cortante [11].

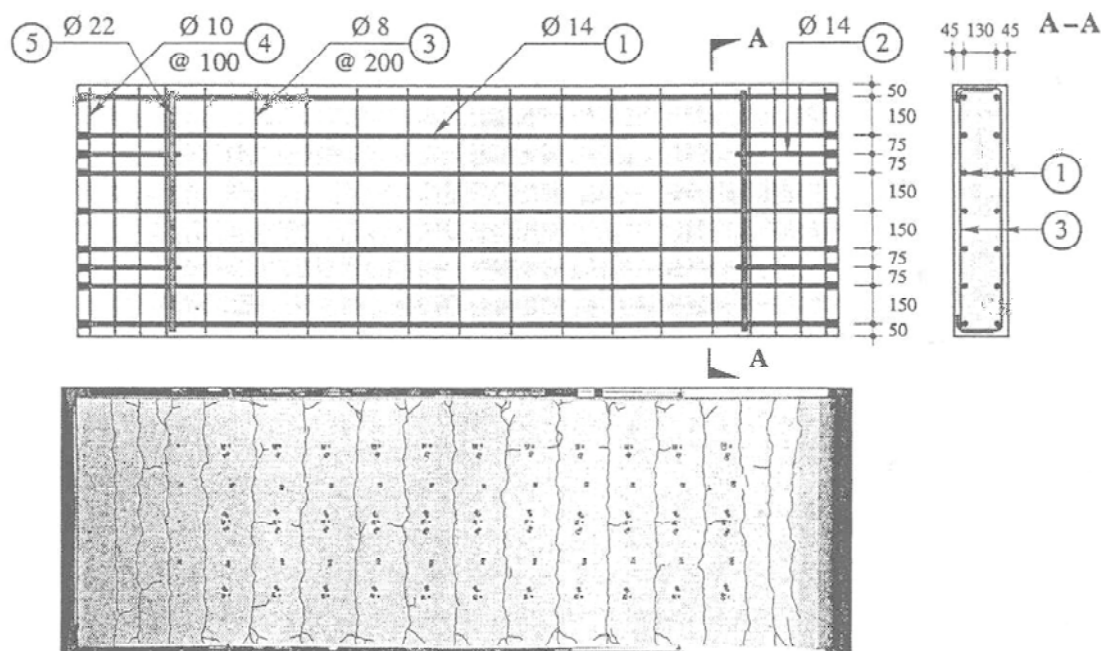


Figura 3: Ensayo a tracción [1].

sometidos a momentos negativos, las cuales actúan como verdaderos tirantes traccionados.

Finalmente, también se quiere presentar este efecto en otro tipo de elementos que no son vigas como, por ejemplo, las losas de las figuras 4 y 5 tomadas de la referencia [3]. En dichas losas (sometidas a un estado de flexión y torsión bidimensional) la armadura transversal no se encuentra formada por cercos sino que es el propio armado bidireccional de la losa el que debe ser considerado como longitudinal y transversal en cada una de las dos direcciones.

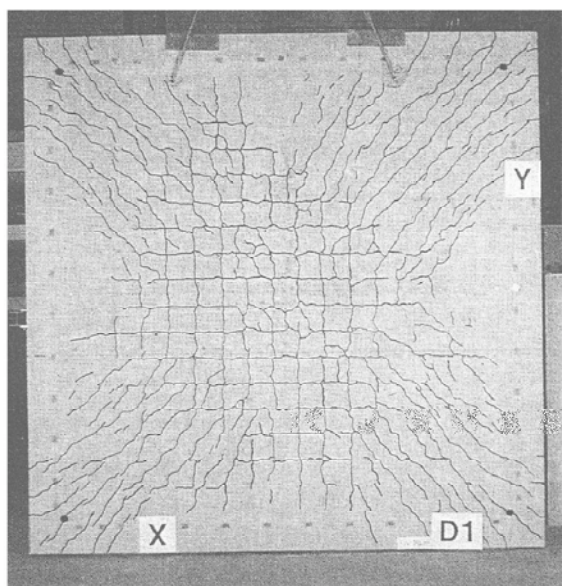


Figura 4: Vista inferior de la losa ensayada [3].

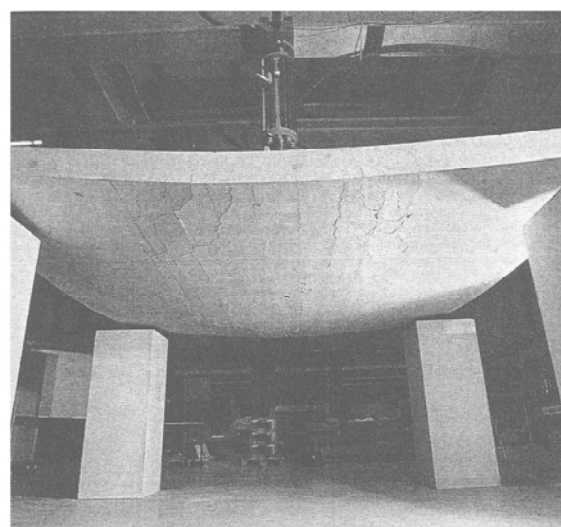


Figura 5: Vista del ensayo de la losa [3].

armadura transversal. Queda no obstante por comprobar cuál es la incidencia que los otros parámetros tienen y si existe alguna relación entre ellos.

4. LONGITUD DE TRANSFERENCIA Y SEPARACIÓN DE FISURAS

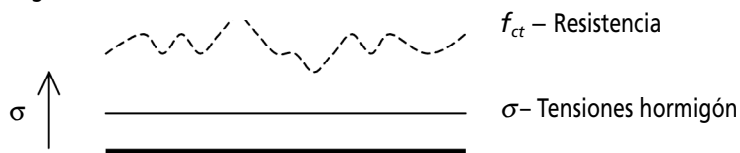
La separación entre fisuras está claramente dominada por la longitud de transferencia del sistema acero - hormigón. Dicha relación puede expresarse en la fase de fisuración estabilizada como:

$$s \in (l_r; 2l_r) \quad (1)$$

Estos resultados pretenden mostrar un hecho sancionado además por la práctica: el principal factor que determina la posición y por lo tanto el espaciamiento entre fisuras es la

donde s es el espaciamiento entre fisuras y l_r es la longitud de transferencia. Este intervalo de valores entre los que puede

Comienzo del proceso de carga:



Primera fisura

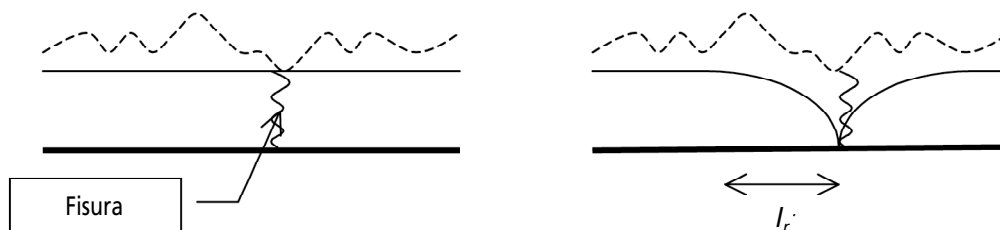


Figura 6: Formación de la primera fisura.

oscilar la separación de fisuras representa los dos casos límite: cuando la distancia es la estrictamente necesaria para formarse una fisura y cuando la distancia existente permite la formación de una nueva fisura. Gráficamente, este fenómeno puede representarse a partir de las tensiones de tracción que se transfieren al hormigón, siendo el límite de las mismas f_{ct} tal y como se muestra en la figura 6. En el desarrollo que a continuación se presenta, no se consideran las posibles asimetrías debido al orden de formación de fisuras¹.

Una vez formada la primera fisura, las tensiones del hormigón a ambos lados de la fisura disminuyen, anulándose en la misma y restableciéndose su valor a una cierta distancia (igual a la longitud de transferencia). Al aumentar ligeramente la carga, pueden suceder dos casos límite que estabilizan el proceso de fisuración. El primero de ellos se muestra en la figura 7.

En este primer caso no puede formarse una nueva fisura entre las dos existentes, al tener que alcanzarse como condición de

fisuración una tensión en el hormigón igual a su resistencia a tracción y no restablecerse ésta hasta una distancia igual a l_r (encontrándose el punto interno de máxima tracción a $l_r/2$).

En el segundo caso (figura 8) la separación no puede ser mayor que $2l_r$ ya que podría alcanzarse la resistencia a tracción del hormigón en algún punto interior y, por lo tanto, podría producirse una nueva fisura intermedia no estabilizándose el proceso.

Según Balazs [2] la separación entre fisuras comienza siendo superior a $2l_r$ en la fase de formación de fisuras y termina siendo cercana a l_r en la fase de fisuración estabilizada². Este extremo se encuentra también mantenido por Leonhardt [8] quien considera que l_r corresponde probablemente a la mínima distancia entre fisuras. El valor que usualmente se admite para la separación media es $s_{rm} \cong 4/3 l_r$.

Es interesante destacar también que con estos límites $s \in (l_r; 2l_r)$ queda garantizado que la tensión en el hormigón pasa de

Caso 1) $s = l_r$

Fisura formada a una distancia l_r de la fisura más cercana.

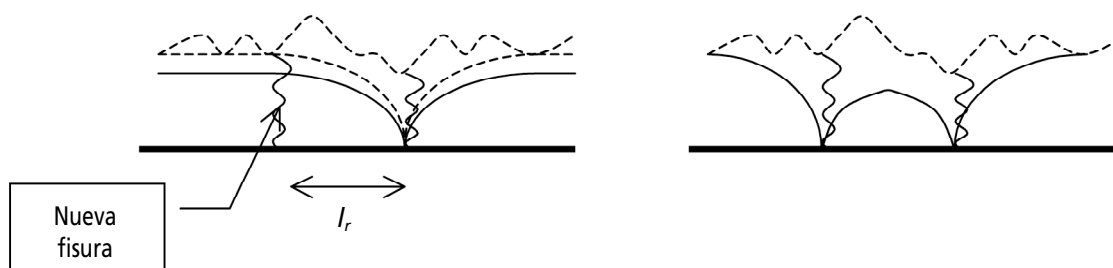


Figura 7: Caso límite 1.

¹ Según este efecto, las transferencias de tensiones no se realizan simétricamente, sino mediante leyes cuyo punto máximo se encuentra desplazado respecto del medio. En general este efecto no tiene excesiva importancia [12].

² Lo cual se encuentra reflejado en la definición de l_{smax} por el MC-90.

Caso 2) $s = 2 \cdot l_r$

Fisura formada a una distancia $2 \cdot l_r$ de la fisura más cercana.

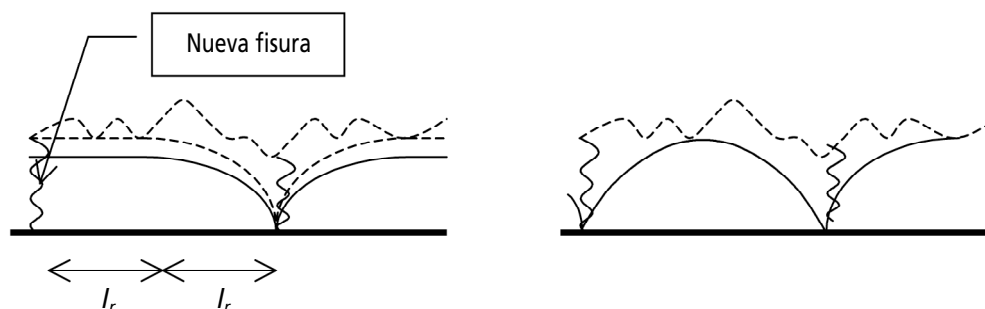


Figura 8: Caso límite 2.

nula a máxima y nuevamente a nula³ lo cual permite estudiar el fenómeno sin zonas de tensión constante. Además, a partir del esquema anterior de la transferencia de tensiones, pueden deducirse algunos de los principales parámetros de los que depende la longitud de transferencia según se muestra en la figura 9. De esta manera:

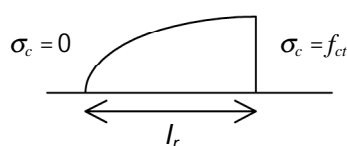


Figura 9: Longitud de transferencia.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_f = \int_{x=0}^{x=l_r} \tau(x) \cdot \pi \cdot \phi \cdot dx \approx \tau_{med} \cdot \pi \cdot \phi \cdot l_r \\ N_f = A_{c,ef} f_{ct} \end{array} \right. \quad (2)$$

$$l_r = \frac{A_{c,ef} f_{ct}}{\tau_{med} \pi \phi} = \frac{f_{ct}}{\tau_{med}} \frac{A_{c,ef} \phi}{\pi \phi^2 4} = \frac{1}{4} \frac{f_{ct}}{\tau_{med}} \frac{\phi}{\rho_{ef}} = k \frac{1}{4} \frac{\phi}{\rho_{ef}} \quad (3)$$

Como puede observarse, el diámetro de la armadura y la cuantía de acero traccionada, son dos de los principales parámetros que afectan a la longitud de transferencia⁴. Otras variables que también influyen en la misma son el recubrimiento (al tener la tensión que transmitirse hasta la superficie de hormigón y volver), la separación de barras longitudinales, etc⁵. Una exposición detallada de los mismos puede consultarse en [10].

5. PRINCIPALES MODELOS EXISTENTES

Existen diferentes modelos propuestos en normativas y artículos para determinar la longitud de transferencia así como

la separación entre fisuras según la influencia de diferentes factores. Estos modelos se encuentran calibrados con ensayos realizados sin la presencia de armadura transversal. De esta manera, se puede obtener la longitud de transferencia considerando todas las secciones con la misma capacidad resistente. A continuación se reproducen algunas de las principales formulaciones empleadas por las diferentes normas y autores para la estimación de la separación entre fisuras.

5.1. Modelo de Ferry – Borges y Jaccoud

Un modelo relativamente antiguo [4] es el de Ferry – Borges donde se recogen los principales parámetros involucrados en la separación media de fisuras (salvo la presencia de cercos). Dicho modelo adopta como fórmula para su cálculo:

$$s_{rm} = k_1 \cdot c + k_2 \frac{\phi}{\rho_{ef}} \quad (4)$$

Donde c es el recubrimiento, ϕ es el diámetro de la armadura y ρ_{ef} es la cuantía de armadura en la zona efectiva de hormigón, siendo k_1 y k_2 unos coeficientes. Este modelo fue la base empleada por Jaccoud en su tesis [6] para obtener, considerando unos valores medios de los parámetros, una fórmula sencilla con la que obtener la longitud de transferencia. La misma sólo considera la separación entre barras:

$$l_r = 50 \text{ mm} + 1.5 \cdot k \cdot s \quad (5)$$

Donde k es un coeficiente que vale 1.0 para tracción pura y 0.5 para flexión y s es el espaciamiento entre barras. La fórmula parece correcta para una primera estimación de la longitud de transferencia aunque excesivamente grosera al no incluir en la misma la relación entre el diámetro de la armadura y la cuantía de armadura traccionada (dos de los principales parámetros) lo que puede originar diferencias sensibles con los valores obtenidos mediante la aplicación de otros modelos⁶.

³ Siendo los deslizamientos máximo, nulo y máximo respectivamente.

⁴ La relación entre tensión tangencial y resistencia a tracción es un cociente cuya aproximación se realiza con valores medios y depende del tipo de carga.

⁵ La longitud de transferencia se ve además incrementada en el tiempo según los ciclos de carga [7] (o deformaciones diferidas del hormigón) en más de un 10%.

⁶ Debe destacarse no obstante que la fórmula es relativamente correcta para cuantías bajas de armadura, tema que fue precisamente el que Jaccoud abordó en su tesis.

5.2. Modelo EHE

El modelo de la EHE evalúa la separación media a partir de una serie de parámetros que la evidencia experimental ha demostrado que influyen en la misma.

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \frac{\phi}{\rho_{ef}} \quad (6)$$

Siendo s_m la separación media, c el recubrimiento, s la distancia entre armaduras, k_1 un coeficiente según el tipo de carga⁷, ϕ el diámetro de las barras y ρ_{ef} la cuantía de armadura traccionada en la zona eficaz de hormigón. Esta separación media se relaciona con la característica que se emplea en el cálculo de abertura de fisuras mediante un coeficiente β^8 de valor 1,3 para acciones directas y 1,7 para indirectas. Otros autores proporcionan valores diferentes para este coeficiente independientemente de la naturaleza de las acciones aunque con valores similares.

5.3. Modelo del MC-90

El código modelo estima la longitud de transferencia a partir de la máxima separación posible entre fisuras l_{smax} . Esta separación coincide lógicamente con el máximo espaciamiento existente entre fisuras, pudiendo adoptarse como valor medio $s_m \approx 2/3 l_{smax}$. La fórmula que propone para su cálculo se ha obtenido a partir de un estudio realizado con valores medios de la adherencia en el sistema hormigón - acero y resulta:

$$l_{smax} = \frac{\phi}{3.6 \rho_{ef}} \quad (7)$$

Esta expresión es relativamente similar a la propuesta en la EHE salvo por el hecho de que no considera términos dependientes del recubrimiento y separación entre barras.

En vez de valores medios de la tensión de adherencia, el modelo puede plantearse a partir de una curva con valores más realistas de la relación tensión - deslizamiento [3]. Por ejemplo, considerando la siguiente⁹:

$$\tau = a_1 (f_{cm})^{\alpha_2} \left(\frac{s}{s_1} \right)^b \quad (8)$$

la fórmula de la longitud de transmisión que se obtiene es:

$$l_r = \frac{2}{1-b} \left[\frac{(1+b) \phi (E_s)^b \left(\frac{f_{ty}}{\rho_{ef}} \right)^{1-b}}{8 a_1 (f_{cm})^{\alpha_2}} \right]^{\frac{1}{1-b}} \quad (9)$$

⁷ De valor 1/4 para tracción pura y 1/8 para flexión.

⁸ Este tratamiento donde se obtiene la abertura de fisura característica a partir de la media es heredera de la formulación recogida en el MC-78.

⁹ Existe una gran dispersión en el valor que para estos parámetros sugieren diferentes autores. Pueden encontrarse diferentes propuestas para los mismos en la referencia [7]. Esta formulación puede adaptarse por ejemplo a la del MC-90 si se aceptan como valores de los parámetros $\alpha_1 = 0.22$; $\alpha_2 = 1.0$; $s_1 = 1\text{mm}$; $b = 0.21$.

¹⁰ En cualquier caso sí proporciona resultados correctos en la zona de cuantías bajas como se comentó anteriormente

5.4. Conclusiones

Existen en la literatura del tema diferentes modelos para estimar tanto la separación entre fisuras como la longitud de transferencia (pudiendo obtenerse a partir de esta última también la separación entre fisuras). Algunos modelos son más groseros que otros aunque en general todos emplean parámetros similares entre los cuales el diámetro de las barras y la cuantía de armadura traccionada son los principales. A pesar de que algunos de estos modelos son relativamente refinados (considerando incluso el recubrimiento de las barras) ninguno de ellos recoge la separación entre armadura transversal como variable.

6. APLICACIÓN AL CASO DE UN TIRANTE

Se propone en este apartado realizar una comparación de los resultados que proporcionan los diferentes modelos de separación de fisuras para el caso de un tirante armado. De esta manera se puede comprobar el grado de ajuste entre los mismos y estimar el intervalo de distancias en el que se mueve dicho parámetro para diferentes casos.

La comparativa se realiza suponiendo un hormigón con unas características medias en cuanto a recubrimiento y separación de barras y analizando el efecto de las dos principales variables: el diámetro y la cuantía de armadura traccionada eficaz. Los rangos en los que se varían estos parámetros son los usuales para elementos armados, cuantías desde el 1% hasta el 3% y diámetros desde $\phi 8$ hasta $\phi 32$.

El resultado se presenta en forma de gráfico donde se dibuja la separación entre fisuras según los diferentes modelos para distintos diámetros y cuantías.

Una consideración necesaria a tener en cuenta para poder representar los resultados de los distintos modelos de una manera homogénea (como separación media s_m) es convertir las expresiones que emplean l_{smax} según la relación de cambio de longitud característica a media:

$$s_m = \frac{4}{3} l_r \quad (10)$$

$$s_m = \frac{2}{3} l_{smax} \quad (11)$$

El resultado obtenido es el mostrado en la figura 10.

En esta figura puede comprobarse que los modelos de las normas, así como el derivado de la ley de adherencia, proporcionan resultados similares. El modelo de Jaccoud no se ajusta a los demás resultados fundamentalmente debido a que los dos parámetros de diámetro y cuantía no se incluyen en la misma por lo que resulta con valor constante¹⁰. En general

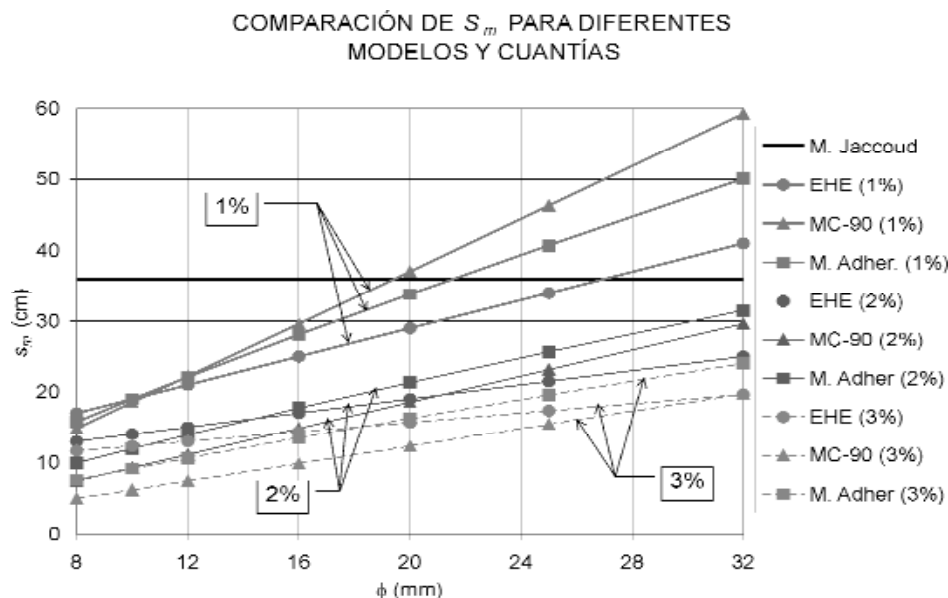


Figura 10: Comparación de modelos.

puede por lo tanto admitirse que los modelos proporcionan resultados similares (sin considerar ninguno el espaciamiento entre armadura transversal) en todo el rango en el que son aplicables.

A partir de estos resultados, puede realizarse un estudio para comprobar las separaciones de fisura máxima y mínima que pueden esperarse a partir de los valores medios (nuevamente sin armadura transversal). Estas separaciones máximas y mínimas se obtienen según las expresiones:

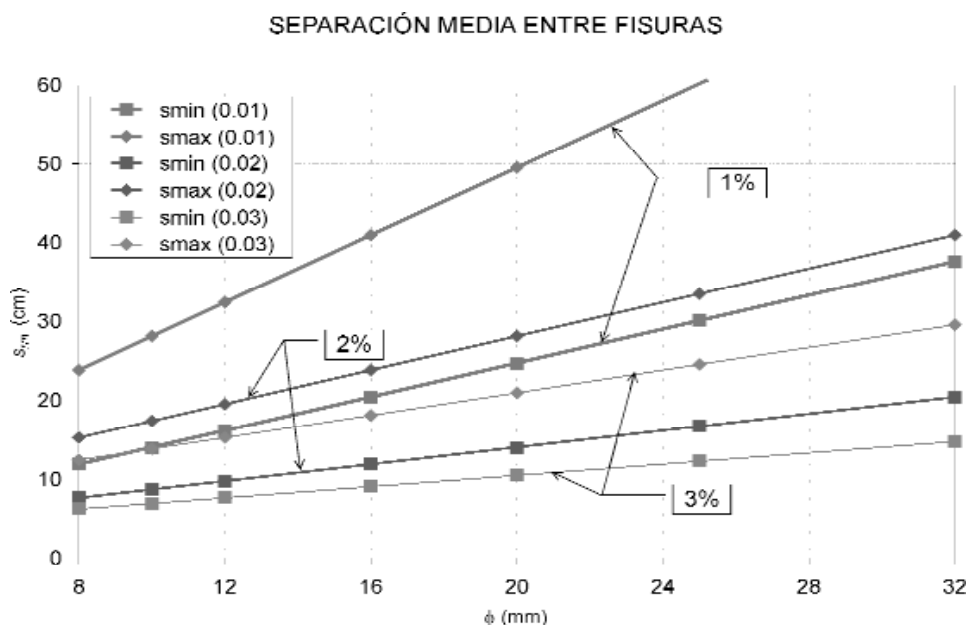
$$s \in (l_r; 2l_r) \rightarrow l_r \frac{3}{4} s_m \quad (12)$$

$$s \in (0.75s_m; 1.50s_m) \quad (13)$$

Para el valor de s_m se adopta la media de los tres modelos anteriores que proporcionaban resultados similares. De esta forma se tiene el resultado de la figura 11.

Este gráfico proporciona una información muy interesante. En el mismo puede apreciarse que las líneas de límite de intervalo tienen unas inclinaciones relativamente pequeñas respecto a la horizontal (especialmente para cuantías elevadas). El espaciamiento entre fisuras viene a coincidir gracias a este hecho, para la mayoría de los diámetros y cuantías usuales, con la banda de 15-25 cm.

Otro hecho relevante de este gráfico es que los resultados de la cuantía inferior (1%) se encuentran relativamente distanciados de los obtenidos para las otras dos cuantías. Este fenómeno cabe interpretarlo como que la separación entre fisuras tiende a estabilizarse conforme aumenta la cuantía y no es por lo tanto excesivamente sensible a la misma.

Figura 11: Separación media s_m de los diferentes modelos.

7. CONSIDERACIONES ADICIONALES. CONCLUSIONES

Una vez determinadas las distancias esperables entre fisuras, cabe plantearse la posibilidad de relacionarlas con el espaciamiento de la armadura transversal. Para ello basta simplemente con observar que la banda comentada en el apartado anterior de 15-25 cm de espaciamiento coincide precisamente con la distancia a la que suele disponerse la armadura transversal.

Hay otro hecho importante que además favorece la formación de fisuras en esta posición. Este hecho es que el debilitamiento en el área de la sección de hormigón que se produce a consecuencia de la introducción de la propia armadura transversal. Por ejemplo, en un tirante de 15 x 15 cm² de sección, un cerco de diámetro 6 mm provoca una pérdida de área resistente de hormigón del 10%. Por equilibrio, al tener que transmitirse la fuerza a través de la sección de hormigón reducida por la presencia de la armadura transversal, la tensión (media y principalmente la local) aumenta sensiblemente (en más de un 10% como media). Este aumento de tensión, unido a que la longitud de transferencia se encuentra en el rango de valores de la separación entre cercos, origina que la formación de una fisura esté prácticamente garantizada en la posición de la armadura transversal.

En los casos extremos donde por ejemplo se tenga una barra ϕ 32 con distancias pequeñas de cercos, puede ocurrir que la fisura se forme nuevamente en la armadura transversal pero cada dos cercos. En las barras de diámetro pequeño (ϕ 8) y separaciones relativamente importantes de cercos puede en cambio ocurrir el efecto contrario, que se formen dos fisuras entre grupos de cercos o armadura transversal.

A partir de estos resultados, se propone en este estudio estimar la separación entre fisuras como la separación entre armaduras transversales. Esta consideración simplifica sensiblemente la tarea además de ser más realista y acorde con los resultados experimentales. En los casos extremos de diámetros y cuantías, puede acudir al ábaco presentado al final del artículo (figura 11) donde se tiene un rango de valores más preciso para cada caso.

En general, los modelos de las diferentes normativas no entran en oposición con esta propuesta debido a que la separación entre fisuras es un valor estadístico que se encuentra entre unos límites que concuerdan perfectamente con el espaciamiento entre armaduras transversales.

8. REFERENCIAS

[1] Álvarez, M., Martí, P., *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen*, IBK, Bericht, N° 222, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel, 1996.

[2] Balazs, G. L., *Crack control*, Structural Concrete, Vol 2, fib, Lausana, 2000.

[3] Favre, R., Jaccoud, J-P, Burdet, O., Charif, H., *Dimensionnement des structures en béton*, Traité de Génie Civil, Vol 8., Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausana, 1997.

[4] Ferry - Borges, J., Arga, E., Lima, J., *Formation of cracks in beams with low percentage of reinforcement*, Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete, RILEM, 1957.

[5] Gómez Navarro, M., *Concrete Cracking in the deck slabs of steel - concrete composite bridges*. Tesis Doctoral (Dir. J-P Lebet), EPFL, Lausana, 2000.

[6] Jaccoud, J - P, Charif, H., *Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton*, Tesis doctoral, EPFL, Lausana, 1987.

[7] Laurencet, P., *Précontrainte et armature pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures*, Tesis Doctoral (Dir. R. Favre), EPFL, Lausana, 1999.

[8] Leonhardt, F., *Estructuras de hormigón armado*, Tomo IV, Verificación de la capacidad de uso, El Ateneo, Buenos Aires, 1987.

[9] Marti, P., Álvarez, M., Kauffmann, W., Sigrist, V., *Tension chord model for structural concrete*, IABSE, Vol 8, N° 4, Zürich, Suiza, 1998.

[10] Pérez Caldentey, A., *Fisuración en elementos de hormigón*, Apuntes de Hormigón Estructural, Ed. ETSICCP, Madrid, 2002 .

[11] Rüschi, H., Rehm, G., *Versuche mit Betonformstählen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlín, 1963.

[12] Windisch, A., *Probabilistic Aspects of Bond - Governed Problems Based on Local Force - Slip Diagrams Determined by a New Method*, Proceedings, Int. Symposium on Bond in Concrete, Applied Science Publishers, Londres, 1982.

[13] Fernández Ruiz, M., *Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero*, Tesis Doctoral (Dir. F. J. Del Pozo Vindel), UPM, Madrid, 2003.

NOTA

Este artículo recoge una serie de investigaciones realizadas en el marco de la tesis doctoral del autor [13] "*Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero*" habiendo sido presentada como un apéndice de la misma.

Análisis numérico y experimental de vigas compuestas para puentes bajo cargas repetitivas

Numerical and experimental analysis of composite beams for bridges under repeated loading

♦
Irene Elisabet Rivas

Ingeniero Civil, Magister en Tecnología y Construcciones de Hormigón,
Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires

♦
Gustavo Ariel Pérez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Nacional de Tucumán

♦
José Rodolfo Barlek

Ingeniero Civil, Magister en Ingeniería Estructural
Profesor Adjunto, Universidad de Tucumán

RESUMEN

Se desarrolla e implementa computacionalmente un modelo teórico, para analizar la evolución de anchos de fisuras y flechas de vigas compuestas considerando el comportamiento reológico del hormigón, y el efecto degradativo de la adherencia acero-hormigón por acción de cargas repetidas. Para efectuar la comprobación del modelo se utilizan resultados experimentales propios y de otros autores.

En la etapa experimental de esta investigación se construye una viga compuesta, en escala natural, de sección doble T, similar a las usadas frecuentemente en puentes de pequeños y medianos vanos, formada por una viga prefabricada pretensada y una capa superior de hormigón armado. Transcurrido un período de tres años en el cual se desarrollan la mayor parte de las pérdidas, el modelo es ensayado a flexión hasta alcanzar los 5.000.000 de ciclos de carga.

En las comparaciones efectuadas se observa que los resultados obtenidos mediante el modelo teórico se aproximan a los experimentales.

Se sugieren algunas modificaciones del modelo para estimar con mayor precisión el comportamiento de este tipo de vigas en servicio.

Palabras clave: Hormigón Pretensado. Fisuración. Vigas compuestas. Cargas repetitivas. Puentes.

SUMMARY

A theoretical and computational model is developed to analyse the evolution of crack width and deflection in compo-

site beams. The time dependent behaviour of concrete and the bond degradation between concrete and steel under repeated loading are considered.

In the experimental part of this work, a 1:1 scale composite beam similar to those often used in small spans bridges was tested. The model consisted of a precast-prestressed I-section beam and a cast-in-place concrete slab. The tests were carried out when the beam was three years old and therefore most of the stress losses had already been developed. The model was tested under bending until 5,000,000 cycles of load.

The comparison between the predicted results of the model and the experimental data show a good agreement. Also, the numerical model was compared with experimental results reported by other researchers with good agreement too.

Some modifications in the model are suggested in order to estimate the behaviour of this beams in service more accurately.

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es el resultado de la primera etapa de una investigación teórico-experimental sobre vigas compuestas comúnmente empleadas en la construcción de puentes de pequeñas y medianas luces. Como es conocido el proceso constructivo de los mismos consiste en disponer sobre sus apoyos, vigas de hormigón prefabricado, generalmente pre-

tesado, y elaborar sobre ellas una losa de hormigón “in situ” que constituye el tablero.

Para estas vigas la evaluación del estado de tensiones, deformaciones y flechas, tanto durante la construcción como en estado de servicio, resulta un problema complejo, especialmente cuando las vigas se realizan con pretensado parcial, esto es, permitiendo que para la carga de servicio la pieza fisure, sin superar un ancho de fisuras límite, e imponiendo generalmente la condición de que bajo la acción de cargas permanentes la pieza esté siempre comprimida. Dicha complejidad estriba en que se trata de vigas de construcción evolutiva, y compuestas por diversos materiales, con características reológicas diferentes: hormigón de las vigas y de la losa, armaduras activas y pasivas.

Estudios estadísticos sobre esta tipología estructural, de vigas para puentes, han demostrado que las fallas más frecuentes de las mismas son del tipo funcional, es decir se producen en estado de servicio. Tales fallas se deben principalmente a deformaciones y/o crecimiento de los anchos de fisuras (1), (2), las que progresivamente alcanzan valores excesivos que obligan al reemplazo y/o refuerzo de las vigas falladas.

Este trabajo está orientado a la estimación de anchos de fisura y flechas que se originan en estas vigas cuando se las somete a acciones tiempo y ciclo-dependientes. Para su concreción se reúnen algunos desarrollos y consideraciones, que se hallan disponibles en la literatura técnica, con el objetivo de elaborar e implementar un modelo teórico-computacional que permita estimar el crecimiento de las deformaciones y anchos de fisuras máximas a lo largo de la vida útil de las mismas.

En esta etapa, se realiza una primera comprobación de la propuesta mediante el ensayo en laboratorio de una viga compuesta en escala natural. Además se efectúa un análisis comparativo entre los resultados que se obtienen al aplicar el modelo teórico propuesto, y los resultados teóricos y experimentales presentados por otros autores (3), (4) y (5).

2. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INCORPORADOS AL ANÁLISIS TEÓRICO

El Modelo Teórico de Cálculo que se propone, está integrado por modelos analíticos existentes, los cuales fueron adaptados para tener en cuenta los fenómenos que se presentan en vigas pretensadas compuestas. Permite estimar anchos de fisura y la variación de los mismos bajo la acción de cargas repetitivas en diferentes secciones de una viga compuesta de hormigón pretensado, simplemente apoyada, y sometida a flexión. Por otra parte proporciona el valor de la flecha en el centro del tramo. Tiene en cuenta los efectos de la deformación diferida y de la retracción del hormigón bajo cargas repetitivas.

Para su descripción analítica se lo puede dividir en tres partes:

2.1. Primera parte del modelo

Comprende el desarrollo de la formulación para determinar la ubicación del eje neutro, en la sección compuesta fisurada bajo cargas de servicio, y los valores de las tensiones resultantes, en ambos hormigones y en los aceros teso y no teso. Para ello resulta necesario conocer previamente: la geometría de la sección Figura 1, las características de los materiales constitutivos (hormigón de la viga pretensada y de la losa, acero teso y no teso), la fuerza de tesado y las sollicitaciones.

En Figura 1 y en ecuaciones del presente trabajo se emplea la siguiente notación:

A_V, E_V : área, y módulo de elasticidad respectivamente de la viga pretensada.

A_L, E_L : área, y módulo de elasticidad respectivamente de la losa.

A_C, E_C : área, y módulo de elasticidad respectivamente de la viga compuesta (se trabaja con sección homogeneizada).

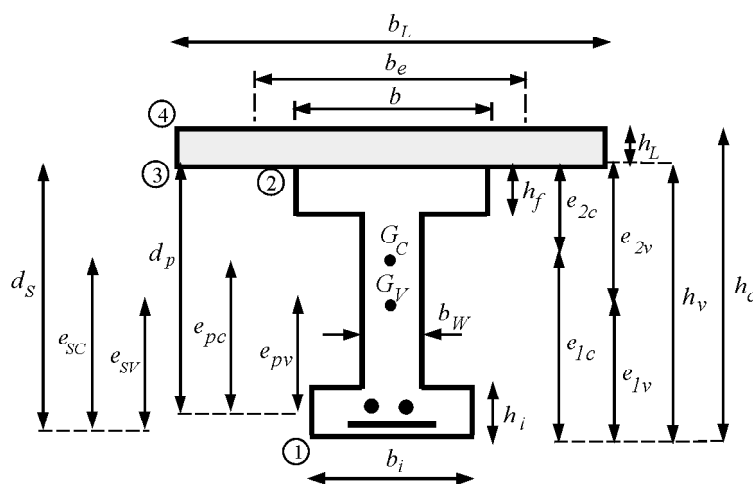


Figura 1. Esquema de la sección transversal de la viga compuesta.

G_V, G_C : baricentro de la viga pretesada y de la viga compuesta, respectivamente.

I_V, W_V : momento de inercia. y momento resistente respectivamente de la viga pretesada.

I_C, W_C : momento de inercia. y momento resistente respectivamente de la viga compuesta.

r_v : radio de giro de la viga pretesada.

e : distancia desde el centro de gravedad a la fibra considerada. Positiva (+) por arriba de G .

f : tensión: positiva, si es de compresión en el hormigón, y si es de tracción en el acero.

Los subíndices identifican a:

1, 2: fibra inferior y fibra superior de la viga pretesada, respectivamente.

3, 4: fibra inferior y fibra superior del hormigón in situ, respectivamente.

v, c : viga pretesada y viga compuesta, respectivamente.

p, s : acero de pretensado y acero no teso respectivamente.

Para esta primera parte del modelo se presentan dos fases de trabajo:

Fase I: la viga pretensada prefabricada soporta las acciones permanentes iniciales (peso propio, peso del hormigón in situ fresco y fuerza de tesado). Se consideran para su análisis los dos estados que se describen a continuación:

Estado A: Acción de la fuerza de tesado.

$$f_p^A = \frac{P_p}{A_p} \quad : \text{tensión en la armadura tesa} \quad (1)$$

$$f_s^A = \frac{P_p}{A_s} \cdot \left(1 + \frac{e_{pv} \cdot e_{sv}}{r_v^2} \right) \cdot \frac{E_s}{E_v} \quad : \text{tensión en la armadura no tesa} \quad (2)$$

$$f_1^A = \frac{P_p}{A_v} \cdot \left(1 + \frac{e_{pv} \cdot e_{1v}}{r_v^2} \right) \quad : \text{tensión en la fibra extrema inferior de la viga pretesada} \quad (3)$$

$$f_2^A = \frac{P_p}{A_v} \cdot \left(1 + \frac{e_{pv} \cdot e_{2v}}{r_v^2} \right) \quad : \text{tensión en la fibra extrema superior de la viga pretesada} \quad (4)$$

P_p es la fuerza de pretensado estimada para la edad de la viga en la que comienza el ensayo o análisis, es decir que $P_o > P_p > P_{ef}$. Siendo P_o la fuerza de pretensado inicial y P_{ef} el

pretensado efectivo. Si no se dispone de datos precisos se puede utilizar P_{ef} en lugar de P_p , ya que en los casos prácticos el error inducido es poco significativo, excepto para los primeros ciclos de carga, que no son de interés en este estudio (se pretende que el modelo sea válido para más de 10^3 ciclos).

Estado B: Peso de la viga + Peso del hormigón fresco, se indica con M_g al momento flector en este estado.

$$f_1^B = \frac{M_g}{W_{1v}} \quad : \text{tensión en la fibra extrema inferior de la viga pretesada} \quad (5)$$

$$f_2^B = \frac{M_g}{W_{2v}} \quad : \text{tensión en la fibra extrema superior de la viga pretesada} \quad (6)$$

Para determinar las tensiones en los aceros teso y no teso, se calcula previamente la deformación en el hormigón que rodea a dichos aceros, de manera que:

$$f_p^B = \frac{E_p}{E_v} \cdot \frac{M_g \cdot |e_{pv}|}{I_v} \quad : \text{tensión en el acero de pretensado} \quad (7)$$

$$f_s^B = \frac{E_s}{E_v} \cdot \frac{M_g \cdot |e_{sv}|}{I_v} \quad : \text{tensión en el acero no teso} \quad (8)$$

Los valores de los módulos de elasticidad E_v y E_c se evaluarán para el instante en que se aplica el primer ciclo de carga. Luego, al efectuar el análisis cíclico, se incluyen coeficientes de actualización con el tiempo.

Estado A + B: con la finalidad de obtener los valores finales para la Fase I se suman las tensiones que se originan en los estados A y B. Ecs. (9) y (10) y Figura 2.

$$f_1^I = f_1^A + f_1^B \quad ; \quad f_2^I = f_2^A + f_2^B \quad (9)$$

$$f_p^I = f_p^A + f_p^B \quad ; \quad f_s^I = f_s^A + f_s^B \quad (10)$$

Fase II: El hormigón de la losa, in situ, ha endurecido y por lo tanto la sección compuesta soporta la carga muerta y la sobrecarga útil. Se considera que bajo la hipótesis de unión adecuada entre ambos hormigones, la deformación en la fibra

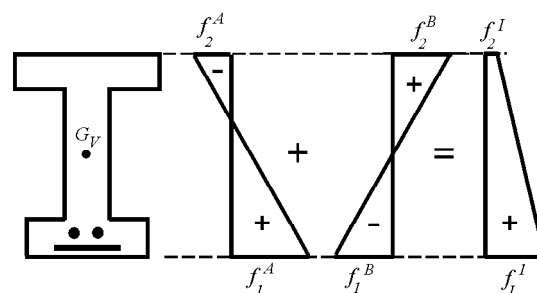


Figura 2: Diagramas de tensiones para los Estados A+B.

de contacto viga prefabricada pretensada - losa debe ser idéntica. Ambos elementos tienen distinto módulo de elasticidad, por lo que las tensiones que se generan en cada uno de ellos, para la misma deformación, resultan diferentes. Para tener en cuenta esta diferencia en el cálculo, se emplea el concepto de sección transformada o sección homogeneizada, así uno de los dos elementos (en este caso la losa) se transforma en un elemento ficticio con el mismo módulo de elasticidad de la viga premoldeada. La sección de la losa de espesor h_L y ancho b_L es transformada en una sección equivalente de igual espesor y con ancho equivalente b_e , Figura 1 y Ec. (11). De este modo para la sección compuesta se puede trabajar directamente con el módulo de elasticidad de la viga pretensada E_v .

$$b_e = \frac{E_L}{E_v} \cdot b_L \quad (11)$$

Estado C: Decompresión de la Viga Pretensada. En este estado se procede a eliminar las tensiones de la Fase I dadas por las Ecs. (9), aplicando en el centro de gravedad de la viga compuesta una fuerza de tracción N_d y un momento flector de decompresión M_d . El hormigón in situ ya endurecido queda con tensiones que pueden ser de tracción o de compresión, Ec. (15).

$$N_d = f_G^C \cdot A_C \quad (12)$$

$$f_G^C = \frac{e_{2c}}{h_v} \cdot (f_1^I - f_2^I) + f_2^I \quad (13)$$

$$M_d = \frac{I_c}{e_{1c}} \cdot (f_1^I - f_2^I) \cdot \left(1 - \frac{e_{2c}}{h_v}\right) \quad (14)$$

$$f_3^C = f_2^I \quad ; \quad f_4^C = f_2^I - \frac{f_1^I - f_2^I}{h_v} \cdot h_L \quad (15)$$

Los incrementos de tensiones en las armaduras tesa y no tesa están dados por:

$$\Delta f_p^C = \frac{E_p}{E_v} \cdot \left\{ \frac{N_d}{A_c} + \frac{M_d}{I_c} \cdot [e_{1c} - (h_v - d_p)] \right\} \quad (16)$$

$$\Delta f_s^C = \frac{E_s}{E_v} \cdot \left\{ \frac{N_d}{A_c} + \frac{M_d}{I_c} \cdot [e_{1c} - (h_v - d_s)] \right\} \quad (17)$$

Estado D: Sección fisurada. Se considera que la viga ha quedado totalmente decomprimida, es decir en un estado de "fisuración inminente". Se deben aplicar ahora las siguientes acciones: $(-N_d)$ y $(-M_d)$ para anular la fuerza N_d y el momento M_d respectivamente, y (M_s) momento debido a la sobrecarga y al resto de las cargas permanentes, Figura 3.

$$M_f = M_s - M_d \quad ; \quad N_f = N_d$$

$$\text{Del planteo de: } \Sigma F_x = N_f \quad ; \quad M_4 = N_f \cdot e_o \quad (18)$$

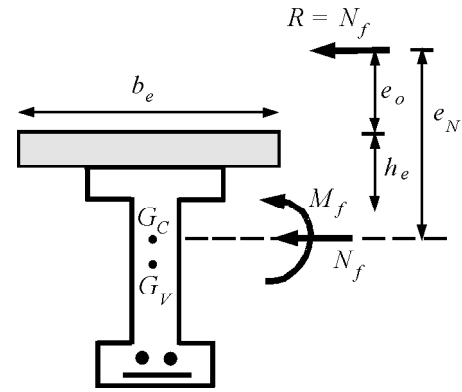


Figura 3: Configuración de la sección fisurada en el estado D.

surge la Ec. (19), cúbica en "C", en la cual "C" es la distancia desde la fibra superior de la viga compuesta hasta el eje neutro de dicha sección compuesta (Figura 4).

$$\begin{aligned} & C^3 \cdot (b - s_1) + \\ & + C^2 \cdot (3 \cdot e_o \cdot b - 3 \cdot e_o \cdot s_1) + \\ & + C \cdot [6 \cdot e_o \cdot s_1 \cdot h_e - 6 \cdot h_L \cdot s_2 \cdot e_o + \\ & + 6 \cdot n_p \cdot A_p \cdot e_o + 6 \cdot n_s \cdot A_s \cdot e_o + \\ & + 3 \cdot s_1 \cdot h_e^2 - 3 \cdot h_L^2 \cdot s_2] + \\ & + C \cdot [6 \cdot n_p \cdot A_p \cdot (d_p + h_L) + 6 \cdot n_s \cdot A_s \cdot (d_s + h_L) - \\ & - 3 \cdot e_o \cdot s_1 \cdot h_e^2 + 3 \cdot h_L^2 \cdot s_2 \cdot e_o - 6 \cdot n_p \cdot A_p \cdot \\ & \cdot (d_p + h_L) \cdot e_o - 6 \cdot n_s \cdot A_s \cdot (d_s + h_L) \cdot e_o \\ & - 2 \cdot s_1 \cdot h_e^3 - 2 \cdot h_L^3 \cdot s_2 - 6 \cdot n_p \cdot A_p \cdot (d_p + h_L)^2 - \\ & - 6 \cdot n_s \cdot A_s \cdot (d_s + h_L)^2] = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

En la Ec. (19) se han tenido en cuenta los siguientes factores

$$s_1 = b - b_w \quad ; \quad s_2 = b - b_e$$

$$n_p = E_p / E_v \quad ; \quad n_s = E_s / E_v$$

$$e_N = M_f / N_f \quad ; \quad e_o = e_N - e_{4c}$$

El valor de la posición del eje neutro C se determina, con la Ec. (19), mediante un proceso de iteración. Luego, se calcula la tensión en la fibra superior de la losa mediante:

$$f_4^D = \frac{-N_f}{\frac{C \cdot b}{2} - \frac{(C - h_e)^2}{C} \cdot \frac{s_1}{2} - \frac{C - 0.5 \cdot h_L}{C} \cdot s_2 \cdot h_L - n_p \cdot A_p \cdot \left[\frac{d_p + h_L - C}{C} - n_s \cdot A_s \cdot \frac{d_s + h_L - C}{C} \right]} \quad (20)$$

Tensiones finales: Con las Ecs. (21) a (25) se obtienen las tensiones finales que se producen en hormigones y aceros, ubicados en las secciones de la viga en las que se originan fisuras. Estas expresiones resultan válidas tanto para el primer ciclo de cargas como para el ciclo N. En Figura 4 se presenta el esquema de distribución de las tensiones finales.

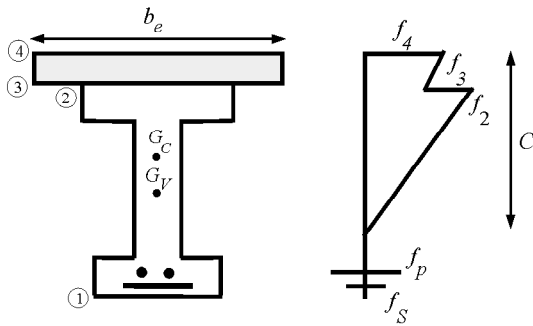


Figura 4: Esquema de distribución de las tensiones finales.

$$f_4 = \frac{E_L}{E_v} \cdot f_4^D + f_4^C : \text{tensión en la fibra superior de la losa} \quad (21)$$

$$f_3 = \frac{E_L}{E_v} \cdot \frac{C - h_L}{C} f_4^D + f_3^C : \text{tensión en la fibra inferior de la losa} \quad (22)$$

$$f_2 = f_2^D = \frac{C - h_L}{c} \cdot f_4^D : \text{tensión en el borde superior de la viga pretensada} \quad (23)$$

$$f_p = \frac{E_p}{E_v} \cdot \frac{d_p + h_L - C}{C} \cdot f_4^D + \Delta f_p^C + f_p^I : \text{tensión en la armadura tesa} \quad (24)$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_v} \cdot \frac{d_s + h_L - C}{C} \cdot f_4^D + \Delta f_s^C + f_s^I : \text{tensión en la armadura no tesa} \quad (25)$$

Las expresiones anteriores son empleadas para analizar las diferentes secciones en función de su ubicación en la viga y, por ende, del momento que en ellas se origina. Permiten obtener: la posición del eje neutro y las tensiones finales, en hormigones y aceros, para todas aquellas zonas de la viga donde se producen fisuras.

En todos los casos las tensiones se comparan con los valores admitidos para los materiales correspondientes.

Para calcular la separación “ a_{cs} ” entre las fisuras primarias y, por ende las “posibles” zonas a analizar, se adopta la ecuación propuesta por Gergely et al (6):

$$a_{cs} = 7.6 \cdot 10^{-5} \cdot 0.175 \cdot E_{So} \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_c} \quad [\text{m}] \quad (26)$$

En la que E_{So} representa el módulo de elasticidad del acero de refuerzo o del acero teso en [MPa], d_c es el recubrimiento en [m], A_c es el cociente entre el área efectiva del prisma de tracción del hormigón circundante al refuerzo principal (A_p), y el número equivalente de barras (n_p). Este último número se debe calcular como el área total de refuerzo dividido por el área de la mayor barra o alambre usado, esto es así cuando el refuerzo de flexión está formado por diferentes barras o alambres.

2.2. Segunda parte del modelo, consideración de la degradación por cargas repetidas

Para el desarrollo de esta segunda parte se toma como base el modelo analítico, propuesto por Harajli et al (3), para vigas simples de hormigón pretensado, sin losa de tablero. Emplea la integración de las deformaciones del hormigón y del acero entre dos fisuras sucesivas, para obtener los deslizamientos acumulados entre los citados materiales. En función de éstos deslizamientos, calcula los anchos de fisura considerando su variación con el número de ciclos de carga. Para ello se tienen en cuenta la deformación diferida cíclica y retracción del hormigón, y la redistribución de tensiones de adherencia entre la armadura y el hormigón circundante.

Continuando con la descripción del análisis se determina el deslizamiento de la armadura “ S_o ” para el primer ciclo de carga, por medio de:

$$S_o = K_2 \cdot sh(K_1 \cdot L_T) + f_{So} \cdot \frac{L_A}{E_{So}} - \frac{1}{6} \cdot \tau_{\max} \cdot \psi \cdot m \cdot L_A^2 \quad (27)$$

K_1 y K_2 son coeficientes característicos de la ley de adherencia - deslizamiento.

$$K_2 = \frac{\left(\frac{f_{St}}{E_{So}} - \frac{f_{ct}}{E_c} \right)}{K_1 \cdot ch(K_1 \cdot L_T)} \quad (28)$$

$$K_1 = \sqrt{k \cdot \psi \cdot m} \quad (29)$$

$$m = \frac{1}{A_{So} \cdot E_{So}} + \frac{1}{A_c \cdot E_c} \quad (30)$$

k representa la pendiente del diagrama tensión de adherencia-deslizamiento idealizado según la propuesta de Eligehausen et al (7). Se considera $k = 5708.1762 \cdot f_{ck}$ [MPa/m] para barras de acero conformado y hormigón.

A_{So} , ψ y E_{So} : Área, perímetro y módulo de elasticidad, respectivamente, de una barra de acero de refuerzo o de un cable pretensado.

$$f_{St} = f_{So} - 0.5 \cdot \tau_{\max} \cdot \psi \cdot \frac{L_A}{A_c} ; f_{ct} = 0.5 \cdot \tau_{\max} \cdot \psi \cdot \frac{L_A}{A_c} \quad (31)$$

f_{So} es la tensión en el acero no teso o incremento de tensión en el acero teso en la sección fisurada.

f_{Sk} y f_{Ct} representan la tensión en el acero y la tensión de tracción en el hormigón respectivamente, ambas en coincidencia con la ubicación de la máxima tensión de adherencia τ_{\max} . L_T es la distancia medida desde la sección central entre dos fisuras hasta el punto de ubicación de la máxima tensión de adherencia τ_{\max} . Se calcula con:

$$\frac{k}{K_1} \cdot \frac{1}{\tau_{\max}} \cdot \left[\frac{f_{So}}{E_{So}} - \frac{1}{2} \cdot \tau_{\max} \cdot \psi \cdot m \cdot \left(\frac{a_{cs}}{2} - L_T \right) \right] \cdot th(K_1 \cdot L_T) = 1 \quad (32)$$

L_A es la distancia entre la posición de la fisura hasta el punto de ubicación de la máxima tensión de adherencia $\tau_{m\acute{a}x}$. Se la

puede determinar mediante: $L_A = \frac{a_{cs}}{2} - L_T$

Para barras de acero conformado y hormigón no confinado, la máxima tensión de adherencia $\tau_{m\acute{a}x}$ se puede calcular mediante la Ec. (33), en función de la resistencia característica del hormigón a compresión.

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0.72 \cdot \sqrt{\frac{6.895 \cdot f_c'}{4.35}} \quad [\text{MPa}] \quad (33)$$

El máximo ancho inicial de fisura " $w_{m\acute{a}x}$ " se calcula por medio de:

$$w_{m\acute{a}x} = 2 \cdot S_o \cdot \beta_w \quad (34)$$

$$\beta_w = \frac{dc - c}{ds - c} \quad (35)$$

β_w es una relación de dimensiones geométricas que permite vincular el ancho de fisura con la fibra en la cual se desea evaluarlo. Reemplazando β_w de Ec. (35), en Ec. (34) se obtiene el ancho de fisura a nivel de la capa inferior de armaduras. La diferencia entre la altura total de la viga y el recubrimiento de la armadura se identifica con d_c .

Lo desarrollado precedentemente corresponde al análisis para el primer ciclo de carga, pero este modelo también permite efectuar el análisis de la viga después de la aplicación de N ciclos de carga. Para ello debe tenerse en cuenta que, como consecuencia de la deformación diferida cíclica del hormigón, se produce en el mismo una redistribución de tensiones, y un incremento de las tensiones en el acero, lo que ocasiona un aumento en el ancho de fisura. Para considerar este fenómeno el modelo emplea el concepto de módulo de elasticidad "aparente" del hormigón en Tracción " $E_{ct,N}$ " mediante:

$$E_{ct,N} = \frac{f_{ct,max}}{\epsilon_{ct,N}} \quad (36)$$

Siendo $f_{ctm\acute{a}x}$ la tensión de tracción en el hormigón, cuando se produce el primer ciclo de carga, en la sección central entre dos fisuras cuando actúa la carga máxima.

$$f_{ct,max} = \tau_{m\acute{a}x} \cdot \psi \cdot \frac{L_A}{2 \cdot A_c} + \psi \cdot \frac{k \cdot K_2}{A_c \cdot K_1} \cdot [ch(K_1 \cdot L_T) - 1] \quad (37)$$

La deformación total por tracción $\epsilon_{ct,N}$ incluye la deformación diferida cíclica en el centro de la región fisurada, para el primer ciclo de carga, y se calcula con el modelo de Balaguru et al (8) mediante la Ec. (38). El primer término del paréntesis toma en cuenta la fluencia lenta del hormigón debida al tiempo t medido en horas, mientras que el segundo tiene en cuenta la fluencia lenta debida al número de ciclos de carga N .

$$\epsilon_{ct,N} = \frac{f_{ct,max}}{E_{ct}} \epsilon_{ci} + (129 \cdot \sigma_{tm} \cdot t^{1/3} + 17.8 \cdot \sigma_{tm} \cdot \Delta \sigma_{ct} \cdot N^{1/3}) \cdot 10^{-6} \quad (38)$$

$$\sigma_{tm} = \frac{f_{ct,max} + f_{ct,min}}{2 \cdot f_r} \quad (39)$$

$$\Delta \sigma_{tc} = \frac{f_{ct,max} - f_{ct,min}}{f_r} \quad (40)$$

f_{ctmax} : tensión de tracción en el hormigón para el primer ciclo de carga en la sección central entre dos fisuras cuando actúa la carga máxima.

f_{ctmin} : tensión de tracción en el hormigón para el primer ciclo de carga en la sección central entre dos fisuras cuando actúa la carga mínima, se calcula de manera similar a f_{ctmax} .

E_{ct} : módulo de elasticidad inicial del hormigón en tracción, supuesto igual que en compresión.

f_r : tensión de rotura a tracción del hormigón.

Para determinar el valor del módulo de elasticidad "aparente" del hormigón en compresión " E_{CN} ", luego de aplicados N ciclos de carga, se emplea:

$$E_{CN} = \frac{f_{cm\acute{a}x}}{\epsilon_{CN}} \quad (41)$$

Donde $f_{cm\acute{a}x}$ es la máxima tensión de compresión del hormigón en la fibra superior para el primer ciclo de cargas.

La deformación total del hormigón en compresión, en la fibra superior ϵ_{CN} , incluye la deformación por fluencia cíclica, y se calcula con una expresión propuesta por Holmen (9), Ecs. (42) ó (43), en $\%$.

Para $0 \leq N/N_{fa} \leq 0.1$:

$$\epsilon_{cN} = \frac{\epsilon_{ci}}{\sigma_{max}} \cdot \left[\sigma_{max} + 3.18 \cdot (1.183 - \sigma_{max}) \cdot \left(\frac{N}{N_{fa}} \right)^{0.5} \right] + 0.413 \cdot S_C^{1.184} \cdot \ln(t+1) \quad (42)$$

- Para $0.1 \leq N/N_{fa} \leq 0.8$:

$$\epsilon_{cN} = \frac{1.11 \cdot \epsilon_{ci}}{\sigma_{max}} \cdot \left[1 + 0.677 \cdot \left(\frac{N}{N_{fa}} \right) \right] + 0.413 \cdot S_C^{1.184} \cdot \ln(t+1) \quad (43)$$

donde:

$$S_C = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (44)$$

La Ec. (45) representa el número de ciclos de falla, en base a la expresión del Rilem Committee (10).

$$N_{fa} = 10^{\left(\frac{1 - \sigma_{max}}{\beta \cdot \sigma \cdot (1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}})} \right)} \quad (45)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{f_c^{\max}}{f_c'} \quad \sigma_{\min} = \frac{f_c^{\min}}{f_c'} \quad (46)$$

β_o : constante del material (varía entre 0.064 y 0.080).

f_{cmin} : tensión mínima de compresión del hormigón en la fibra superior para el primer ciclo de carga.

f_c' : resistencia característica del hormigón, en compresión.

ϵ_{ci} : máxima deformación inicial del hormigón, por compresión, en la fibra superior.

El deslizamiento de la armadura " $S_{o,N}$ " para el ciclo N se calcula mediante:

$$S_{o,N} = K_{2,N} \cdot sh(K_{1,N} \cdot L_T) + f_{so} \cdot \frac{L_A}{E_S} - \quad (47)$$

$$-\frac{1}{6} \cdot \tau_{T,N} \cdot \psi \cdot m_N \cdot L_A^2 + \gamma_N \cdot \epsilon_{SU} \cdot L_A$$

$$K_{2,N} = \frac{\left(\frac{f_{St,N}}{E_S} - \frac{f_{ct,N}}{E_{ct,N}} + \gamma_N \cdot \epsilon_{SU} \right)}{K_{1,N} \cdot ch(K_{1,N} \cdot L_T)} \quad (48)$$

Los valores de $K_{1,N}$, m_N , $f_{St,N}$, $f_{ct,N}$, se calculan en forma análoga a los del primer ciclo de carga (K_1 , m , f_{St} , f_{ct}), pero reemplazando E_C por E_{CN} y E_{ct} por $E_{ct,N}$ en las expresiones correspondientes. Además τ_{max} se reemplaza por τ_{TN} que es la tensión máxima de adherencia en el ciclo N y se calcula con la Ec. (49), donde ϵ_{SU} representa la deformación por retracción última libre del hormigón.

$$\tau_{T,N} = \frac{k_N \cdot \left(\frac{f_{so}}{E_S} + \gamma_N \cdot \epsilon_{SU} \right) \cdot th(K_{1,N} \cdot L_T)}{K_{1,N} + 0.5 \cdot \psi \cdot L_A \cdot k_N \cdot m_N \cdot th(K_{1,N} \cdot L_T)} \quad (49)$$

El factor de retracción " γ_N ", para el tiempo " t " transcurrido desde la aplicación del primer ciclo de carga, se obtiene con el método de incrementos de tiempos dado por Naaman (11).

En la Ec. (49) se incluye un coeficiente k_N denominado rigidez aparente de la relación tensión de adherencia - deslizamiento, para el tiempo t y el ciclo N . La expresión empleada para su estimación fue propuesta por Rehm et al (12), y tiene su origen en resultados experimentales obtenidos por los mencionados autores, con el objetivo de determinar el comportamiento de la adherencia de barras nervuradas bajo la acción de cargas repetitivas en ensayos de "pullout". El modelo teórico que se presenta en este trabajo considera el uso de la Ec. (50) en el caso de vigas con armaduras tesas y no tesas, en las cuales esta última armadura gobierna el problema de la adherencia; y el uso de la Ec. (51) para el caso de vigas pretensadas con cordones, y armadura no tesa despreciable.

$$k_N = \frac{k}{(t^{0.107} + 0.58 \cdot N^{0.107})} \quad (50)$$

$$k_N = \frac{k}{(t^{0.107} + 3.5 \cdot N^{0.107})} \quad (51)$$

El valor del ancho máximo de fisura para N ciclos de carga, se obtiene al aplicar la Ec. (52).

$$W_{\max,N} = 2 \cdot S_{o,N} \cdot \beta_{wN} + \frac{(f_{so,N} - f_{so}) \cdot a_{cs} \cdot \beta_{wN}}{E_S} \quad (52)$$

Donde $f_{so,N}$ es la tensión en el acero no teso en la zona de fisura para el ciclo N . La relación β_{wN} se calcula en forma análoga a β_w de la Ec. (35) pero reemplazando en ella " c " por " c_N ".

2.3. Tercera parte del modelo

Para estimar el valor de la flecha en el centro de la luz de la viga, tanto para el primer ciclo de cargas como para el ciclo N , se tienen en cuenta los deslizamientos de la interface entre acero y hormigón. Tomando como base el modelo de Harajli et al (5), se considera que las fisuras concentran las rotaciones que se originan en la viga, posibilitando que la evaluación de las deformaciones se lleve a cabo a través de la integración de tales rotaciones. Para esto se requiere de un análisis extendido a toda la longitud de la viga fisurada.

Los valores de flecha Δ_i , medidos desde la posición de contraflecha, se pueden estimar con:

$$\Delta_t = \Delta_p + \sum_{i=1}^n \theta_i \cdot l_i \quad (53)$$

Donde:

Δ_p representa a la contraflecha originada por el pretensado.

$$\theta_i = \frac{S_i}{d_{so} - C_i} \text{ rotación concentrada, en la sección fisurada } i. \quad (54)$$

n : número de fisuras en la mitad de la longitud de la viga

l_i : distancia desde la sección fisurada i hasta el apoyo.

S_i : deslizamiento en la sección fisurada i .

C_i : posición del eje neutro de la sección fisurada, medida desde la parte superior de la viga.

La Ec. (53) resulta válida cuando el momento solicitante es mayor que el momento de fisuración.

Pese a las notables simplificaciones que introduce el uso de este modelo para la determinación teórica de las flechas, su aplicación práctica requiere de un análisis extendido a toda la longitud del elemento fisurado, haciendo por ello necesario su implementación en un programa de ordenador.

3. PROGRAMA COMPUTACIONAL

El programa, elaborado con el modelo teórico descrito anteriormente, fue escrito en lenguaje FORTRAN y se lo identifica como “PCCBEAM” (Prestressed Composite Concrete Beam), Rivas (13). Es aplicable al cálculo de vigas compuestas simplemente apoyadas y formadas por una viga prefabricada pretensada de sección “T”, o doble “T” de alas iguales o desiguales; y una losa superior de hormigón colado in situ, solicitada por “N” ciclos de carga.

En la Figura 5 se puede observar un diagrama de flujo del programa computacional.

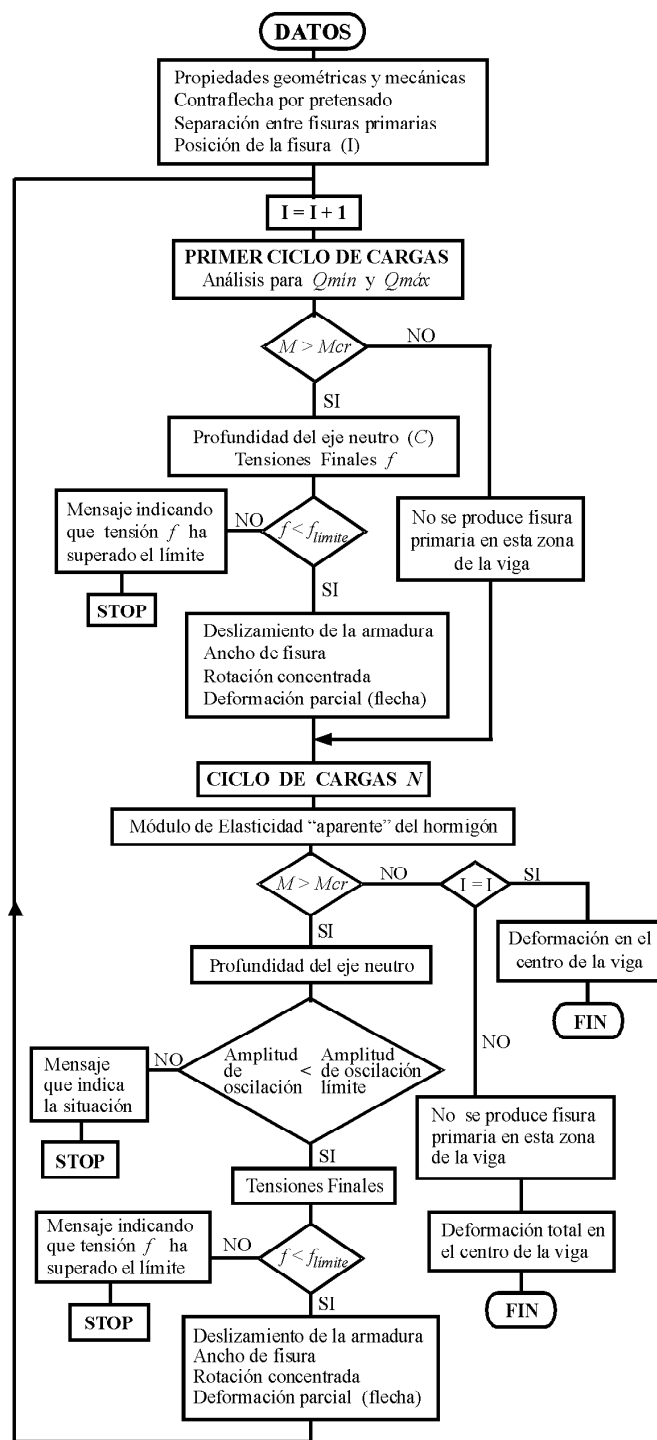


Figura 5. Diagrama de Flujo correspondiente al modelo propuesto “PCCBEAM”

El modelo de cálculo que se emplea en este trabajo, tiene en cuenta la edad de la viga pretensada y el tiempo que transcurre desde la aplicación de la carga de servicio sobre la viga compuesta, pero no tiene en cuenta la diferencia entre tiempos de ejecución de los dos tipos de hormigones involucrados en la viga. Permite estimar los valores de las tensiones de servicio en los bordes de la losa y de la viga pretensada, y en ambos aceros teso y no teso. También proporciona, estimativamente, los anchos de fisuras primarias que se producen en cualquier sección de la viga, y el valor de la flecha máxima en la sección central.

Para efectuar el cálculo del ancho de fisura se emplea, como se ha visto anteriormente, el valor del deslizamiento que se produce entre la armadura de acero y el hormigón circundante. Este análisis, en servicio, se extiende a cada una de las secciones que presentan fisuras, cuando actúan la carga mínima (Q_{min}) y la carga máxima (Q_{max}).

Con este modelo teórico - computacional formulado en base a diferentes modelos existentes y aplicables a vigas simples de hormigón parcialmente pretensado, se pretende extender el análisis a vigas compuestas.

4. MODELO EXPERIMENTAL

Como parte de esta investigación se ha realizado la construcción, instrumentación y ensayo de un modelo de viga compuesta de puente de hormigón pretensado de 10 m de longitud, en escala 1:1.

El modelo estaba integrado por una viga pretensada, elaborada en fábrica, de sección doble T, sobre la que se dispuso en laboratorio una capa superior de hormigón armado representando el tablero. Con el mismo se ha intentado reproducir un procedimiento constructivo muy utilizado en la construcción de puentes de luces pequeñas, en el que las vigas prefabricadas se yuxtaponen, por lo que la losa, elaborada “in situ”, no requiere de encofrados. Ambos hormigones se vinculaban mediante cercos, por lo que el comportamiento en servicio respondía al de una sección compuesta.

La Figura 6 muestra las características geométricas principales del modelo experimental y la ubicación de apoyos y de cargas aplicadas.

La resistencia característica del hormigón de la viga al momento del ensayo era de 35 MPa y el módulo elástico de 36,0 GPa, mientras que para la losa la resistencia característica del hormigón era de 29 MPa y el módulo elástico de 34,5 GPa.

La viga tenía, como armadura principal, treinta y dos cordones pretensados con centro de gravedad ubicado a 70 mm de la fibra inferior (recubrimiento mecánico). Cada cordón estaba formado por tres alambres de alta resistencia de 2,4 mm de diámetro, cada uno, por lo que en total el área de acero pretensado es de 4,34 cm². La tensión de rotura de dicho acero era de 1820 MPa, la tensión convencional de fluencia de 1600 MPa y el módulo de elasticidad de 205 GPa.

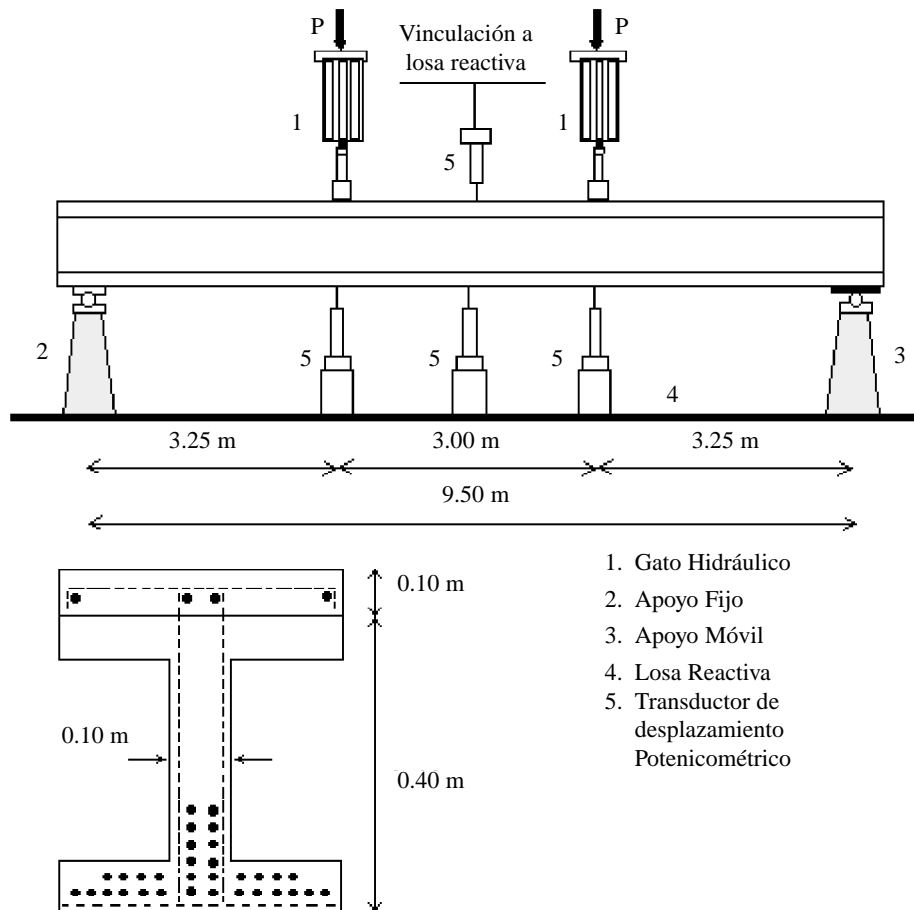


Figura 6. Modelo experimental. Dimensiones generales.

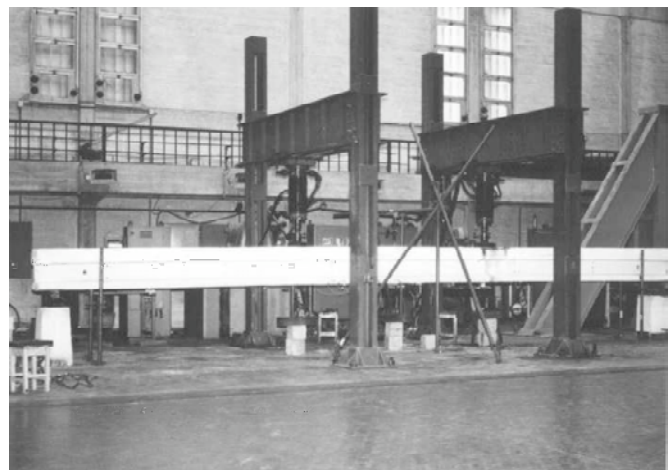
La armadura transversal, pasante desde la viga hacia la losa, estaba compuesta por estribos cerrados de 8 mm de diámetro, con separación de 100 mm en la zona central y de 50 mm en la zona de apoyos. La capa superior de hormigón, presentaba como armadura longitudinal dos barras de 10 mm de diámetro y dos barras de 6 mm distribuidas en su fibra media, y una armadura transversal formada por barras de 10 mm de diámetro cada 200 mm para representar la armadura de distribución del tablero.

5. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO EXPERIMENTAL

La viga se dispuso simplemente apoyada sobre rodillos que posibilitaron el giro libre de un extremo, y el giro y desplazamiento longitudinal del otro (Figura 6). La carga repetitiva se aplicó mediante dos actuadores hidráulicos (AMSLER) de 100 KN capacidad dinámica cada uno, Pérez (14).

Se aplicaron repeticiones de carga que variaban entre la que produce el momento mínimo de servicio y la carga que produce el momento máximo de servicio, para una viga de puente carretero de igual luz entre apoyos y ancho de calzada de 8.30 m, calculada bajo la suposición de colaboración uniforme entre todas las vigas que soportan el tablero.

Se comenzó el ensayo en forma estática y por escalones de carga hasta llegar a la carga de servicio predeterminada. Se descargó la viga hasta el valor correspondiente de carga míni-



Fotografía 1. Vista general del ensayo.

ma de servicio. A continuación y luego de producido el cuadro de fisuración, se colocaron los instrumentos para medición de anchos de fisura. Se ubicaron diez transductores de desplazamiento "Pi" en las fisuras más importantes de la región de momentos constantes, en ambas caras laterales de la viga, y a la altura de la capa inferior de armadura tesa, a 35 mm de distancia de la fibra inferior de la viga. Seguidamente se aplicaron los ciclos de carga y descarga mediante pulsador AMSLER P960. Para poder contrastar las mediciones de los transductores mencionados, en cuatro de las diez fisuras instrumentadas con ellos, se colocaron pares de puntos de medición para medición con extensómetro mecánico. La frecuen-

cia de aplicación de la carga fue de 2 Hz. Se aplicaron 5.000.000 de ciclos de carga, realizando ciclos estáticos en instantes determinados para efectuar las mediciones.

Se colocaron transductores de desplazamientos potenciométricos en el centro y en las secciones cargadas, con el objeto de medir los desplazamientos verticales. Para registrar las deformaciones de los transductores y potenciómetros se empleó un equipo de adquisición de datos (KYOWA) conectado a un ordenador personal.

La viga se ensayó después de 4 años de construida. No se disponía de instrumentación de las armaduras desde el momento de su construcción, por lo que la fuerza de pretensado al momento del ensayo se determinó de la siguiente forma:

- Se aplicó una carga inicial para producir la fisuración del modelo, y se identificaron las fisuras.
- Se efectuó la descarga, y se instrumentaron las fisuras antes identificadas (en la descarga las fisuras se cierran).
- Se cargó nuevamente la viga determinando la carga que produjo la nueva apertura de fisuras. Sobre la base de esta carga se determinó la fuerza de pretensado. El valor así obtenido era de 304 kN.

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Se presentan a continuación gráficos en los que se indican los valores, de anchos de fisuras y deformaciones (flechas), que resultaron del ensayo experimental y de la aplicación del modelo teórico - computacional.

6.1. Resultados de anchos de fisura

Durante la aplicación de la carga repetitiva se obtuvieron valores de anchos de fisura correspondientes a la sección central y a otras dos secciones de la viga en las que se produjeron fisuras.

6.2. Anchos de fisura en la sección central de la viga

La Figura 7 muestra la comparación correspondiente a la sección central de la viga.

6.3. Anchos de fisura en otras secciones de la viga

Se presentan los resultados de anchos de fisura obtenidos para el caso de dos fisuras ubicadas a distancias "x", medidas desde el centro del tramo de la viga hacia los extremos. Se identifica como fisura (A) a la que se produce a una distancia $x = 1.49\text{m}$, según la medición efectuada con el ensayo experimental, y comparable con la ubicada a una distancia $x = 1.51\text{m}$, que resulta de aplicar el modelo teórico propuesto. Ver Figura 8. Mientras que la identificada como fisura (B) es aquella que durante el ensayo experimental se origina a una distancia $x = 1.80\text{m}$, comparable con la que se ubica en $x = 1.73\text{m}$ al aplicar el modelo propuesto. Ver Figura 9.

Del análisis de los resultados aquí obtenidos se puede observar que entre el 1er. ciclo y los 5.000.000 de ciclos de carga el crecimiento del ancho de fisura máximo, correspondiente a la fisura ubicada en el centro de la viga, resulta ser de aproximadamente 35% para los resultados experimentales y de 70% cuando se emplea PCCBEAM. Es importante destacar que el error en la predicción del crecimiento es similar al error cometido en la predicción del ancho de fisura inicial. Es decir, que si se considera como valor inicial al que surge del ensayo experi-

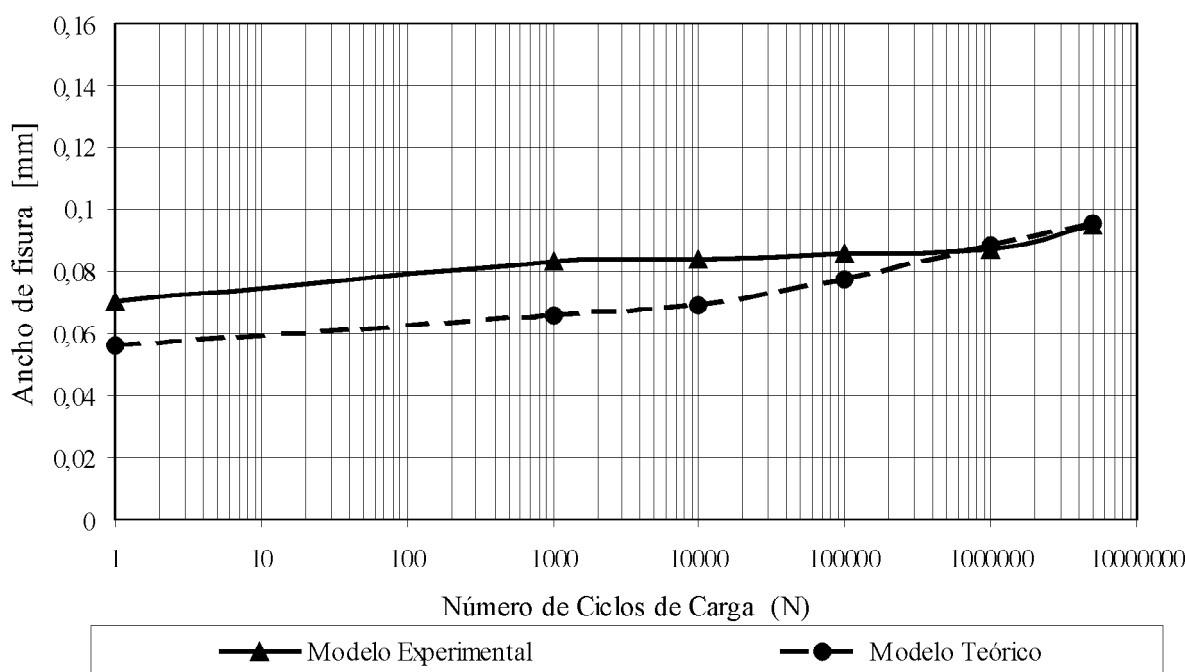


Figura 7. Comportamiento en servicio. Gráfico: Ancho de fisura – Número de ciclos de carga. Para una fisura primaria ubicada en la sección central del tramo.

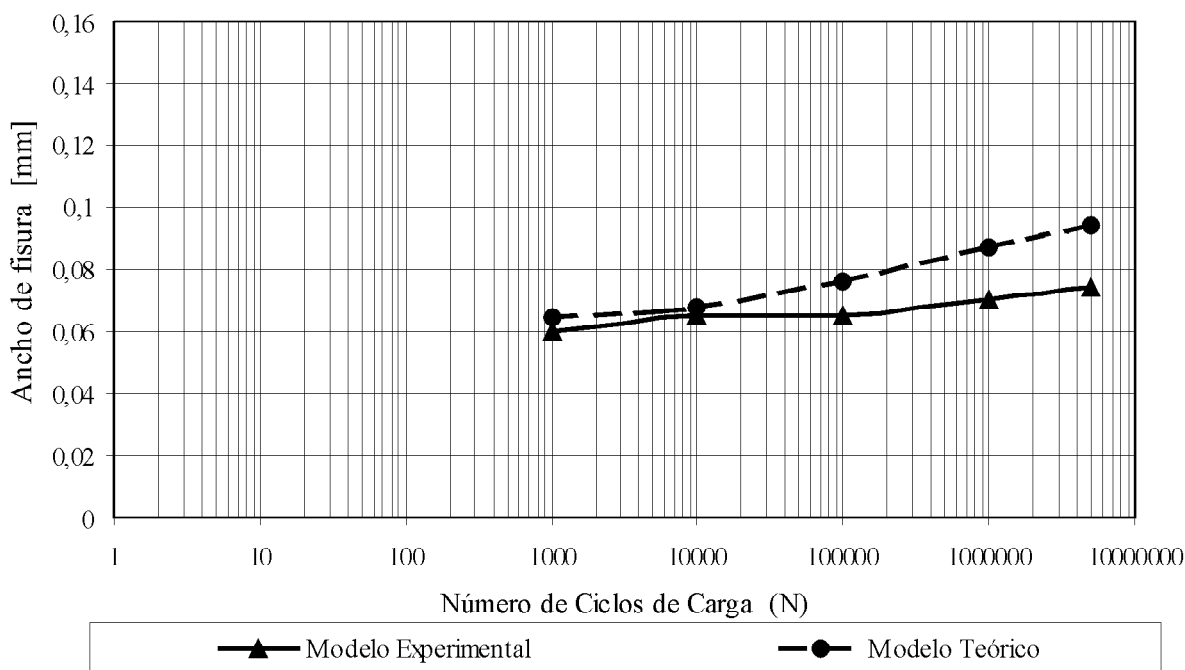


Figura 8: Comportamiento en servicio. Gráfico: Ancho de fisura – Número de ciclos de carga. Para una fisura primaria ubicada a una distancia de 1.49 m del centro del tramo.

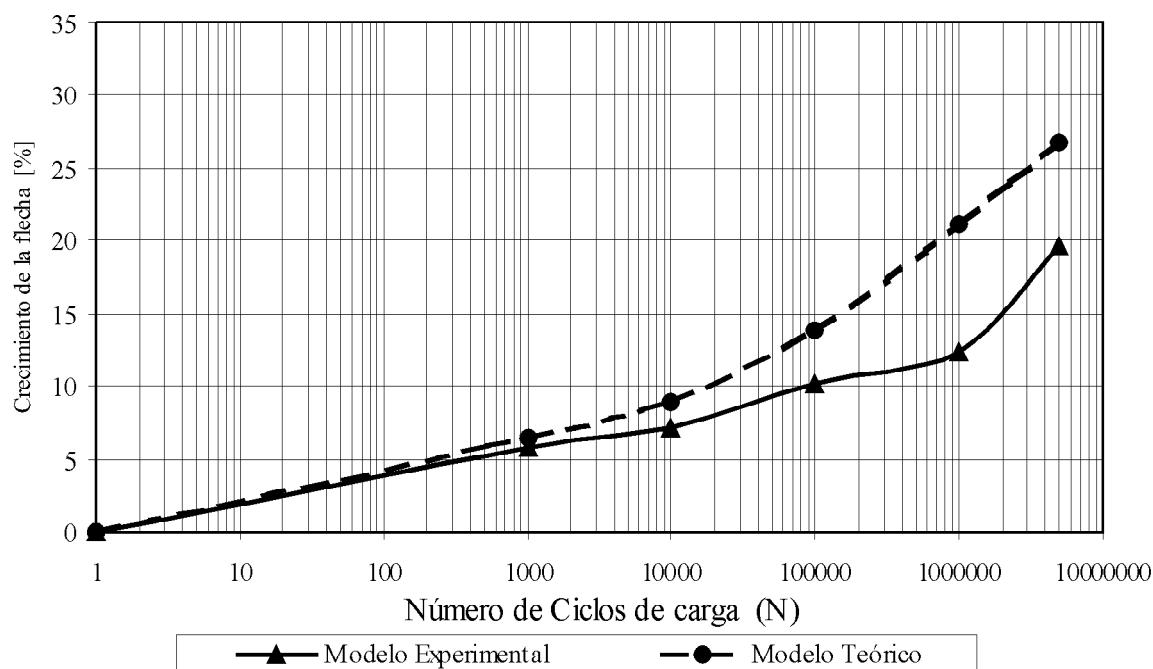


Figura 9: Comportamiento en servicio. Gráfico: Ancho de fisura – Número de ciclos de carga. Para una fisura primaria ubicada a una distancia de 1.80m del centro del tramo.

mental, los valores del crecimiento del ancho de fisura máximo resultan ser del 36% con PCCBEAM.

Para la misma variación de números de ciclos de carga, el crecimiento del ancho de la fisura (A) es del 23% para resultados experimentales y del 46% cuando se aplica PCCBEAM. Si se considera como inicial el valor experimental, el porcentaje de crecimiento es del 57% con PCCBEAM. Mientras que, para el caso de la fisura (B) el crecimiento del ancho de la misma es del 10% para resultados experimentales y del 52% cuando se aplica PCCBEAM. Si se considera como inicial el valor experimental, se obtiene un porcentaje de crecimiento del 26% con PCCBEAM.

Con estos valores porcentuales se observa que el crecimiento de los anchos de fisura obtenidos al emplear el modelo de cálculo propuesto, es superior al crecimiento que resulta del ensayo experimental.

6.4. Resultados de la deformada en el centro de la viga (flecha)

En la Figura 10 se grafican las curvas que representan el crecimiento porcentual de la flecha, en el centro de la viga, en función del incremento del número de ciclos de carga.

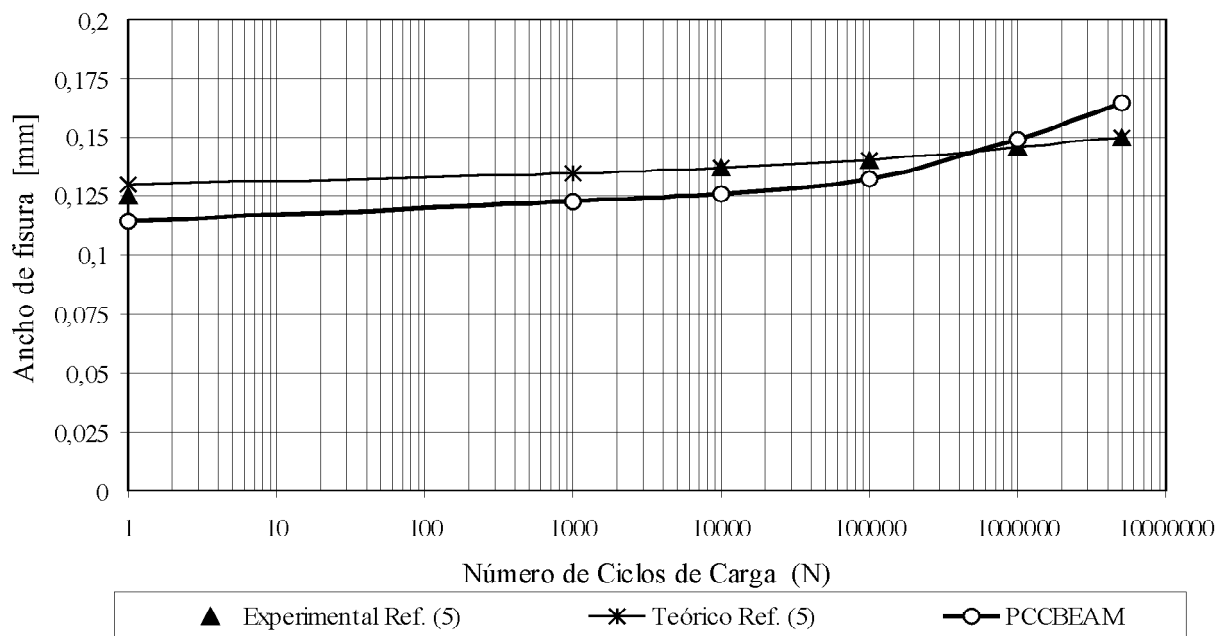


Figura 10. Crecimiento de la flecha central en función del número de ciclos de carga.

Para el caso de la máxima deformación en el centro del tramo de la viga (flecha) se observan en general similares características que las indicadas para los anchos de fisura, ya que si bien los valores absolutos de flecha teórica fueron algo inferiores a los experimentales, el crecimiento porcentual es mayor con PCCBEAM que en el modelo experimental, alcanzando para 5.000.000 de ciclos un 27 % y un 20 % respectivamente. Esta diferencia se considera aceptable teniendo en cuenta que la flecha, como el ancho de fisura, es una variable aleatoria (15).

datos correspondientes a un estudio teórico - experimental efectuado por Harajli et al (3), (4) y (5). El mismo está orientado a evaluar anchos de fisura en vigas de hormigón parcialmente pretensado, flexionadas bajo la acción de cargas cíclicas. Las vigas, simplemente apoyadas y de 2.75m de luz, son de sección rectangular (0.114m x 0.228m) y simples, es decir sin la losa superior. Cuentan con armadura de acero convencional y acero teso. Se consideraron para este análisis las vigas allí identificadas como PP1D2 y PP1D3.

Si bien el modelo (PCCBEAM) se realizó con la finalidad de analizar vigas compuestas, resulta también aplicable a este tipo de vigas, con una sola clase de hormigón, a efectos de validar su funcionamiento.

7. ANÁLISIS COMPARATIVO

Para la verificación del modelo teórico aquí propuesto se han ingresado en el modelo computacional (PCCBEAM) los

En las Figuras 11 y 12 se muestran, comparativamente, los resultados obtenidos con el modelo teórico aquí propuesto

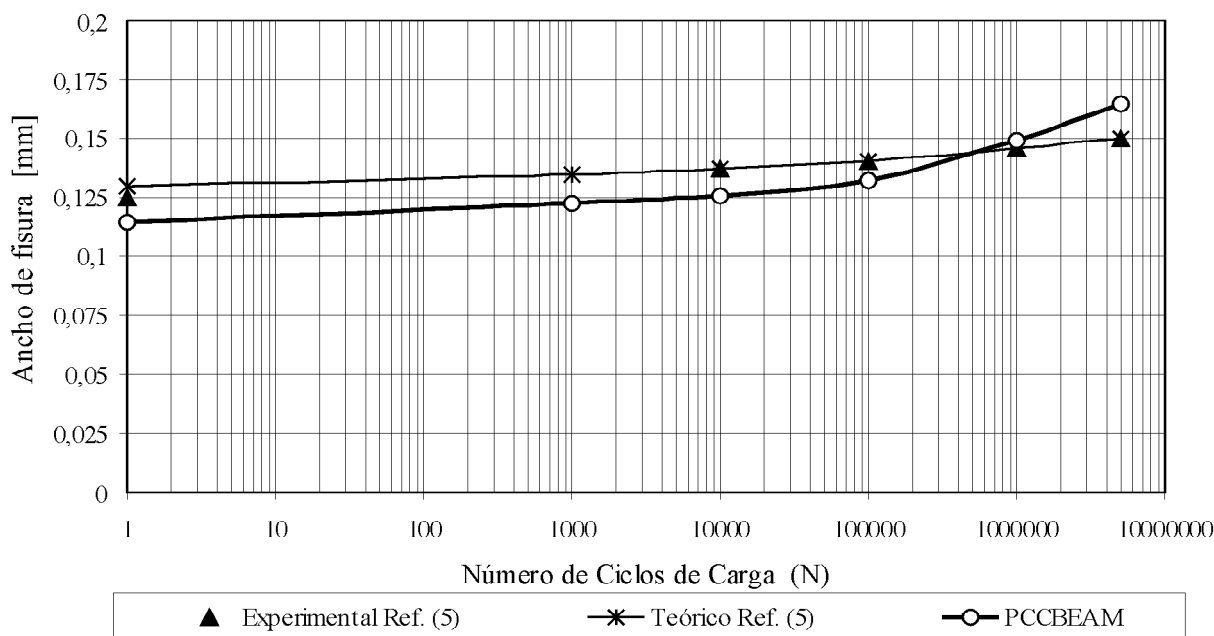


Figura 11. Comparación del Modelo Teórico PCCBEAM con resultados teórico-experimentales. Viga PP1D2 de Referencia (5).

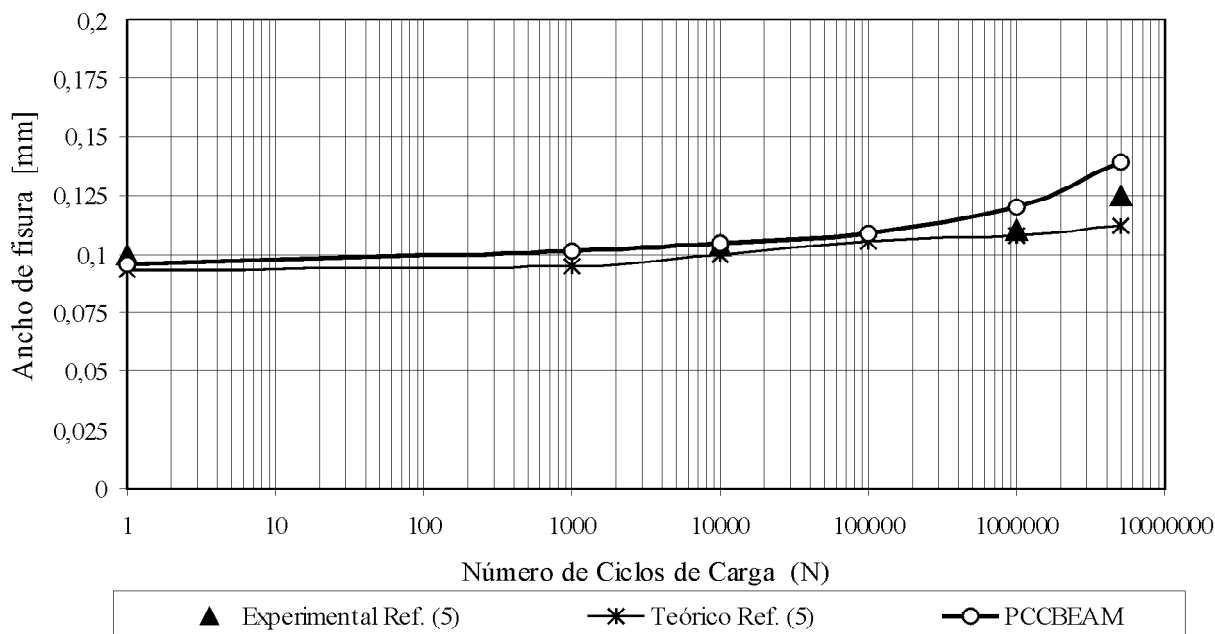


Figura 12. Comparación del Modelo Teórico PCCBEAM con resultados teórico-experimentales. Viga PP1D3 de Referencia (5).

(PCCBEAM), los teóricos y los experimentales presentados por Harajli et al (5). En ambos casos se puede observar que los mismos ajustan razonablemente bien.

8. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados que surgen de este estudio, y considerando que los valores experimentales correspondientes al ensayo de una sola viga compuesta, no son definitorios para la propuesta y validación de un nuevo modelo, se puede establecer lo siguiente:

Para la determinación de anchos de fisura en vigas compuesta de puentes bajo cargas repetitivas, el modelo teórico propuesto PCCBEAM proporciona resultados inferiores, en valor absoluto, a los experimentales. Esta diferencia es más notable por debajo de los 100.000 ciclos de carga, llegando a ser del orden del 21%. Al considerar la Ec. (51), se logra una mejor aproximación que cuando se incluye la Ec. (50). En promedio esa diferencia favorable, para la fisura ubicada en la zona central de la viga, es del 20% cuando el número de ciclos de carga es inferior a 100.000, y del 12% para números de ciclos de carga mayores. Para las otras dos fisuras analizadas la mejora en la aproximación varía entre un 30% y un 15% cuando el número de ciclos de carga es inferior o superior a 100.000 respectivamente.

Respecto al crecimiento de la flecha con las cargas repetitivas, los resultados obtenidos mediante el modelo teórico computacional propuesto son aceptables, ya que al alcanzar 5.000.000 de ciclos predice un crecimiento de la flecha del 27% respecto al valor inicial, mientras que en el modelo experimental este incremento fue del 20%.

Al contrastar los resultados obtenidos aplicando el modelo teórico PCCBEAM con los resultados teóricos y experimen-

tales para vigas pretensadas simples de sección rectangular (caso particular del problema en estudio), presentados por Harajli - Naaman, se puede observar un adecuado comportamiento del modelo propuesto.

Sería conveniente obtener información para avalar o mejorar el modelo teórico. Ya que, en el campo del estudio de vigas compuestas de hormigón pretensado, de las características de la aquí analizada, es notable la ausencia de publicaciones que traten sobre la determinación de anchos de fisura y flecha mediante la presentación de modelos integrales, o de resultados de ensayos experimentales o de mediciones efectuadas sobre estructuras en servicio sometidas a cargas repetitivas.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) Naaman, A.E., and Siriakson, A., Reliability of Partially Prestressed Beams at serviceability Limit States. PCI Journal, Vol. 27 N° 6. November-December 1982. pp. 67-85.
- (2) Ghali, A., Stress and Strain Análisis in Prestressed Concrete: A Critical Review. PCI Journal, Vol. 34 N° 6. Nov-Dec 1989. pp. 80-97.
- (3) Harajli, M.H. and Naaman, A.E., Cracking in Partially Prestressed Beams Under Static and Fatigue Loading, ACI Special Publication; SP-113, Cracking in Prestressed Concrete Structures, ACI, Detroit, Michigan, 1989. pp. 29-56.
- (4) Harajli, M. and Naaman A., Static and Fatigue Test on Partially Prestressed Beams. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 111. N° 7, July 1985. pp. 1602-1618.
- (5) Harajli, M. and Alameh, A., Deflection and Progressively Cracking Partially Prestressed Concrete Flexural Members. PCI Journal, Vol 34, N° 3. May-June 1989. pp 95-125.

- (6) Gergely, P. and Lutz, L., Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members. ACI Special Publication SP-20. Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, American Concrete Institute, Detroit, 1968. pp. 87-77.
- (7) Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V., Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations. Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC 83-23, University of California, Berkeley, California. 1983.
- (8) Balaguru, P. and Shah, S., A Method of Predicting Crack widths and Deflections for Fatigue Loading. ACI Special Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982. pp. 153-175.
- (9) Holmen, O.J., Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading. ACI Special Publication SP-75. Fatigue of Concrete Structures. 1982. pp. 71-110.
- (10) RILEM Committee 36-RDL (1984), Long Term Random Dynamic loading of Concrete Structures. *Materiaux et Construction*, Vol. 17, Nro. 97, Feb. 1984, apartado II.2 y apéndices B y C.
- (11) Naaman, A.. Prestressed Concrete Analysis and Design. Fundamentals. Mc Graw-Hill Book, Company, New York. 1982.
- (12) Rehm, G. and Eligehausen, R., Bond of Ribbed Bars Under High Cycle Repetead Loads, *ACI Journal* (Symposium Paper), Vol. 76. N° 2 . February 1979, pp. 297-309.
- (13) Rivas, I., Estudio Teórico de los Estados Límites de Fisuración y Deformación en Vigas Compuestas de Hormigón Pretensado Sometidas a Acciones Tiempo y Ciclo Dependientes. Tesis de Magister en Tecnología y Construcciones de Hormigón, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires. 2001, (220 págs.).
- (14) Pérez, G., Estudio Teórico-Experimental de Anchos de Fisuras en Vigas Pretensadas Bajo la Aplicación de Cargas Instantáneas y Repetitivas. Tesis de Magister en Ingeniería Estructural, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán. 1995, (208 págs.).
- (15) Calavera, J., Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, Intemac, Madrid, 1999. Tomo II, art. 48.3.

Nueva propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de hormigón armado

A new propose for the slenderness lower bound in RC non sway columns

♦
José Luis Bonet Senach

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

♦
María Collado Escuder

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos

♦
Miguel Ángel Fernández Prada

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

♦
Pedro F. Miguel Sosa

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En este artículo, se propone una expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de hormigón armado de sección rectangular, cuya finalidad es distinguir cuando los efectos de segundo orden pueden ser despreciados en el cálculo. Esta expresión es válida para: hormigones convencionales y de alta resistencia, bajo carga instantánea como sostenida y, tanto para solicitaciones de flexo-compresión recta como esviada.

Partiendo de un criterio basado en acotar la pérdida relativa de capacidad resistente del soporte respecto a la de la sección transversal en un 10% en términos de flexión y utilizando un modelo numérico como referencia se han analizado los distintos parámetros que influyen en la esbeltez límite inferior. Los principales factores han sido incluidos en la expresión propuesta.

Finalmente, la expresión propuesta se ha comparado con los resultados provenientes del modelo numérico y del EC-2 (2003).

SUMMARY

In this paper, an expression for slenderness lower bound in RC non sway slender columns with rectangular cross-section, in order to know when the second order effects may be neglected. This expression is valid for normal strength

concrete and high strength concrete, for instantaneous and sustained loading and for uniaxial and biaxial bending.

Using a criterion based on the relative loss of resistance capacity of the columns in relation to that of its cross-section of 10% in terms of bending moment and using a numerical model as a reference, the different parameters influencing on the slenderness lower bound have been analyzed. The factors have been included in the proposed expression.

Finally, the proposed expression has been compared with the results obtained from numerical models and the Eurocode-2 (2003).

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el conocimiento de los materiales ha posibilitado no sólo conocer mejor su comportamiento, sino obtener materiales de mejores prestaciones encaminadas a obtener una mayor resistencia. Las ventajas inmediatas de utilizar este tipo de hormigones se centran en un incremento de la capacidad resistente o en un ahorro del material, dando lugar a secciones de menor tamaño, con una misma capacidad resistente que ocupan un menor espacio. Esta última virtud da lugar a soportes más esbeltos.

Para el diseño de este tipo de elementos estructurales resulta útil establecer una frontera entre aquellos soportes que requieren un análisis de segundo orden —denominados usualmente

soportes esbeltos— y los que no lo precisan —soportes cortos—. El criterio más generalizado para diferenciar este tipo soportes es la comparación de la esbeltez del soporte con un valor frontera que se denomina **esbeltez límite inferior**.

Existe un consenso bastante generalizado (EHE (1998) [5], CM-90 [6], EC-2 (1991) [8] y EC-2 (2003) [11]) en determinar la esbeltez límite inferior acotando la pérdida de capacidad resistente, tomando como referencia el momento flector de agotamiento de la sección transversal, para el mismo nivel de axil (Figura 1.a) Habitualmente, los distintos autores y normativas consideran que los efectos de segundo orden son despreciables, si dicha pérdida relativa de capacidad para axil constante ($\varepsilon_M(\%)$) es inferior al 10%.

$$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0.1 \quad (1)$$

donde: M_0 es el esfuerzo flector de agotamiento de la sección transversal y M_λ es el esfuerzo flector máximo de primer orden que es capaz de resistir el soporte de esbeltez λ . Ambos esfuerzos flectores corresponden a un mismo esfuerzo axil.

Alternativamente, se puede evaluar la pérdida de capacidad portante en función de los axiles resistidos por la sección transversal (N_0) y por el soporte de esbeltez λ (N_λ), para excentricidad constante (Figura 1.b) Este criterio es adoptado por la norma ACI-318(02) [1] la cual considera que los efectos de segundo orden son despreciables si la pérdida de capacidad resistente citada es menor del 5%.

En las tablas 1.a y 1.b, se muestran las propuestas enunciadas por diversas normativas y autores para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales. Además, en estas mismas tablas se indican el criterio que han utilizado para evaluar la pérdida de capacidad portante, en términos de momentos (ε_M) o en términos de axil (ε_N). Como puede observarse, no existe una homogeneidad entre las diferentes propuestas, en cuanto a las variables consideradas y su peso en las distintas propuestas, así como en la función empleada para la aproximación de la esbeltez límite inferior.

Por otra parte, entre las diferentes propuestas para el cálculo de la esbeltez límite inferior existen dos tendencias respecto a la cuantía de armadura considerada en la sección transversal del soporte. Así, Menegotto (1983) [14] y Bonet et al (2001) [3]

Tabla 1.a. Propuestas de límite de esbeltez para soportes intraslacionales. Normativas.

Propuesta	Variables incluidas	Criterio	Esbeltez límite geométrica
EHE (1998) [5]	λ	$\varepsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = 10$
BS 8110. Part 1 (1997) [4]	λ	$\varepsilon_M = 0.1$	$\lambda_{lim,g} = 15$
ACI 31802 (2002) [1]	λ, α	$\varepsilon_N = 0.05$	$\lambda_{lim,g} = 9.81 - 3.46 \cdot \alpha \leq 11.55$
CM-90 [6]	λ, v, α	$\varepsilon_M=0.1$	Para $v \leq 0.39$ $\lambda_{lim,g} = 2.17 \cdot (2 - \alpha) / \sqrt{v}$ Para $v > 0.39$ $\lambda_{lim,g} = 3.46 \cdot (2 - \alpha)$
EUROCÓDIGO 2 (1991) [8]	λ, α	$\varepsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = 7.22 \cdot (2 - \alpha)$
EUROCÓDIGO 2 Final Draft (oct 2001) [10]	λ, α, ω	$\varepsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = 7.22 \cdot (\omega + 0.9) \cdot (2 - \alpha)$
EUROCÓDIGO 2 (April 2003) [11]	λ, v, α ω, φ_{eff}	$\varepsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = A \cdot B \cdot C \cdot \frac{5.77}{\sqrt{v}}$ con: $A = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}}$; $B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$; $C = 1.7 - \alpha$; $\varphi_{eff} = \varphi \cdot (M_g / M_t)$
e_1, e_2 Excentricidades de primer orden en los extremos (e_2 excentricidad de mayor valor absoluto) e_e Excentricidad equivalente ($e_e=0,6 \cdot e_2+0,4 \cdot e_1 \geq 0,4 \cdot e_2$) C_m Coeficiente de equivalencia ($C_m=0,6+0,4 \cdot \alpha$) α Relación de excentricidades de primer orden en los extremos (e_1/e_2) η Excentricidad relativa (e_e/h) ω Cuantía mecánica de armadura v Axil reducido ($N/(A_c f_c)$) (f_c resistencia a compresión) φ Coeficiente de fluencia M_g, M_t Momento de primer orden debido a la combinación cuasi-permanente y de diseño			

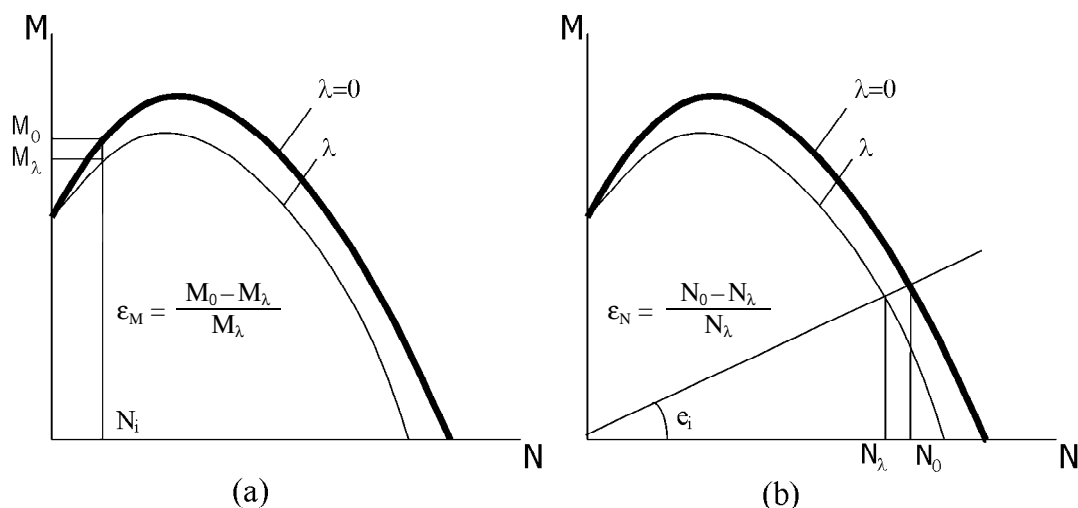


Figura 1. Definición del criterio de error.

(a) Criterio de comparación con axil constante (b) Criterio de comparación con excentricidad constante.

Tabla 1.b. Propuestas de límite de esbeltez para soportes intraslacionales. Autores.

Propuesta	Variables incluidas	Criterio	Esbeltez límite geométrica
M. Menegotto (1983) [14]	λ, v	$\epsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = \frac{5.77}{\sqrt{v}}$
J. G. MacGregor (1993) [12]	λ, v, α	$\epsilon_N = 0.05$	$\lambda_{lim,g} = \frac{7.22 - 2.89 \cdot \alpha}{\sqrt{v}}$
O. Río et al. (1987) [16]	λ, v, α, η	$\epsilon_N = 0.10$	$\lambda_{lim,g} = (12.4 + 7 \cdot v - 10 \cdot \alpha) \cdot (1 + 1.1 \cdot \eta)$
Corres et al. (1986) [9]	λ, v, α, η	$\epsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = \sqrt{\frac{1.1 \cdot e_2/h - 1.035 \cdot e_e/h}{1.035 \cdot (h/r)} \cdot 10000}$ $h/r = 4.928 + 0.584 \cdot v - 5.224 \cdot v^2 + 2.233 \cdot v^3$
Bonet et al. (2001) [2]	$\lambda, v, \alpha, f_c, \varphi_{eff}$	$\epsilon_M=0.1$	$\lambda_{lim,g} = \left(18 \sqrt[3]{\frac{80}{f_c}} \cdot (\sqrt{C_m} - 1) - 1.125 \right) \cdot h/v + \frac{20 - 14 \cdot C_m}{1 + \varphi_{eff}}$
Marí y Hellesland (2005) [13]	λ, v, α, η	$\epsilon_M=0.1$	<p>Para $v \geq 0.444$</p> $\lambda_{lim,g} = 10 \cdot \sqrt{\left[1.33 \cdot e_2/h + 0.4 \cdot \left(\frac{v - 0.7}{v} \right) \right] \cdot \left[1 + \frac{0.3}{e_2/h} + 3.4 \cdot (\alpha - 1)^2 \right]}$ <p>Para $v < 0.444$</p> $\lambda_{lim,g} = 10 \cdot \sqrt{\frac{e_2/h}{h} \left[1 - \frac{0.5 - v}{e_2/h} + 3.4 \cdot (\alpha - 1)^2 \right]}$

consideran la armadura constante en todo el rango de axiles e igual a la cuantía mínima. Las esbelteces límite inferior propuestas por el EC-2 Final Draft (2001) [10] y EC-2 (2003) [11] están en función de forma explícita de la cuantía de armadura. Por último, las propuestas realizadas por Río et al (1987) [16], Corres et al. (1986) [9] y, Marí y Hellesland (2005) [13] son función de la cuantía de armadura de forma implícita a partir de la consideración del axil reducido (ν) y de la excentricidad relativa (η) de primer orden.

En los últimos años han sido desarrolladas distintas propuestas para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes de hormigón de alta resistencia (Bonet et al (2001) [3], EC-2 Final Draft (2001) [10], EC-2 (2003) [11] y, Marí y Hellesland (2005) [13]).

El objetivo de este artículo es desarrollar una expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de sección rectangular que incluya las variables que ejercen una mayor influencia en el comportamiento no-lineal de los soportes, válida para hormigones convencionales como de alta resistencia y, en comportamiento instantáneo o diferido.

El criterio adoptado para evaluar la importancia de los efectos de segundo orden es el de axil constante. En consecuencia, el límite de esbeltez inferior se establece cuando la pérdida de capacidad resistente, respecto a la de la sección calculada a partir de los esfuerzos de primer orden, es igual al 10%, en términos de flector.

La metodología que se ha seguido para obtener la expresión propuesta de la esbeltez límite inferior es la siguiente:

- En primer lugar, se ha realizado una simulación numérica mediante el método de los elementos finitos que incorpora las variables más importantes que gobiernan el fenómeno del pandeo de soportes esbeltos de hormigón y que permite obtener el momento flector de primer orden que actúa en el soporte cuando se produce su inestabilidad o su agotamiento.
- En segundo lugar, se ha diseñado una metodología para obtener numéricamente la esbeltez límite inferior.

- En tercer lugar, se ha estudiado la influencia de las principales variables de las que depende la esbeltez límite inferior con el fin de analizar tanto su importancia como la forma en la que influyen.
- Por último, se ha realizado un estudio paramétrico para ajustar los coeficientes de la expresión propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior.

2. SIMULACIÓN NUMÉRICA

La influencia de los parámetros en la esbeltez límite inferior ha sido estudiada mediante los resultados obtenidos a partir de una simulación numérica basada en el método de los elementos finitos (Bonet (2001) [2]) en la que entre otras se han incluido las siguientes características básicas:

- Elemento finito unidimensional de trece grados de libertad.
- Comportamiento no lineal del hormigón (CM-90 [6], CEB (1995) [7]).
- Comportamiento no lineal del acero: diagrama bilineal.
- No linealidad geométrica: grandes desplazamientos y grandes deformaciones.
- Comportamiento en el tiempo: fluencia y retracción.

El soporte estudiado está biapoyado y es intraslacional. Se han aplicado tanto solicitaciones de flexo-compresión recta como esviada. Se han variado la relación de excentricidades aplicadas en extremos del soporte ($\alpha = e_{01}/e_{02}$) entre -1 y 1 (Figura 2). En el caso de flexión esviada, las dirección de las excentricidades aplicadas en los extremos es la misma.

En la tabla 2 se indican los parámetros y los intervalos de variación que se han analizado. También, se ha estudiado la influencia del recubrimiento mecánico de las armaduras, la distribución de armado y el límite elástico del acero, se ha observado que su influencia es de escasa importancia en el entorno del 10% de pérdida de capacidad resistente del soporte. Los resultados han confirmado los obtenidos por Menegotto (1983) [14] Río et al (1987) [16] y Bonet (2001) [2].

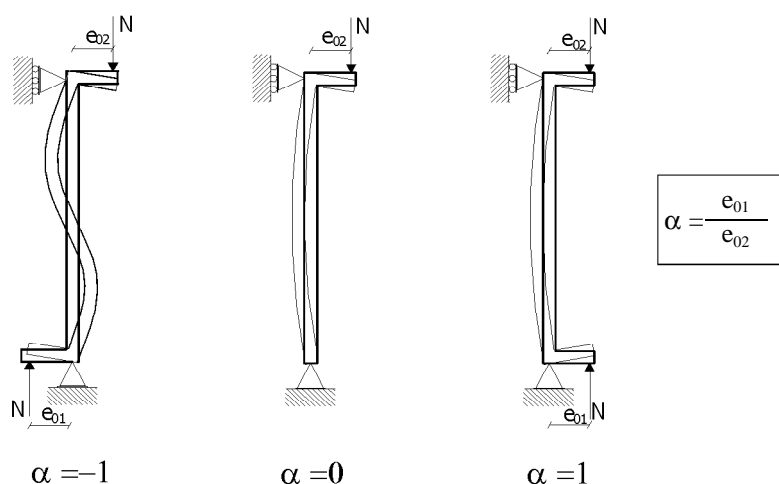


Figura 2. Condiciones de apoyo y relación de excentricidades aplicadas en extremos del soporte analizado.

Tabla 2. Resumen de parámetros y rangos de valores estudiados.

Parámetros	Geométricos	Relación canto – ancho de la sección (h/b)	<ul style="list-style-type: none"> Flexión recta: 1 Flexión esviada: 2
		Recubrimiento (c)	$0.1 \cdot h$
		Distribución de armaduras	Armadura en las 4 esquinas
		Cuantía mecánica de armadura (ω)	0.07; 0.25; 0.50; 0.75; 1.00
		Esbeltez geométrica (λ_g)	1; 70
	Materiales	Resistencia del hormigón (f_c)	25; 50; 65; 80 MPa
		Coeficiente de fluencia (ϕ)	0; 1; 3
		Resistencia del acero (f_y)	500 MPa
	Acciones	Axil reducido (v)	0; 1.8
		Relación de excentricidades en extremos del soporte (α)	1; 0; -1
		Ángulo de esviaje reducido respecto al eje fuerte (β) (ver figura 3) $\beta = a \tan \left(\frac{M_y \cdot h}{M_x \cdot b} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> Flexión recta: 0° Flexión esviada: $0^\circ; 22.5^\circ; 45^\circ; 67.5^\circ$

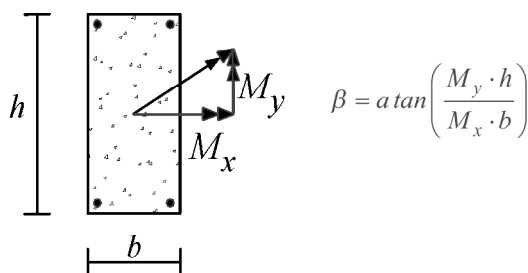


Figura 3. Ángulo de esviaje reducido del esfuerzo flector de primer orden.

Para cada combinación de parámetros ($f_c, \phi, \alpha, \omega$) se ha definido un rango de esbelteces específico. Por último, se ha analizado el intervalo de variación del esfuerzo axil entre el axil nulo y el esfuerzo de agotamiento por compresión simple o el axil crítico del soporte según el caso.

3. METODOLOGÍA DE OBTENCIÓN NUMÉRICA DE LA ESBELTEZ LÍMITE INFERIOR

Fijados unos valores para los parámetros ($f_c, \phi, \alpha, \omega$) definidos en el apartado anterior se obtienen los diagramas de interacción correspondientes a la sección transversal ($\lambda_g=0$) y al soporte ($\lambda_g \neq 0$), para diferentes esbelteces (Figura 4.a) El

momento de agotamiento, para cada axil, es el máximo esfuerzo flector equilibrado en la sección (M_o) o en el soporte (M_λ), con la condición de no superar los criterios de rotura en deformaciones establecidos en la EHE [5] y en su anejo 11 (“*Recomendaciones para hormigones de alta resistencia*”).

A partir de estos diagramas se calcula la pérdida de capacidad resistente respecto a la de la sección transversal (ec.1) correspondiente a cada esfuerzo axil reducido (Figura 4.b)

Tomando los valores de la esbeltez que corresponden a una pérdida del 10% para cada axil reducido se obtiene la curva de la figura 4.c que relaciona la esbeltez límite inferior con el axil reducido.

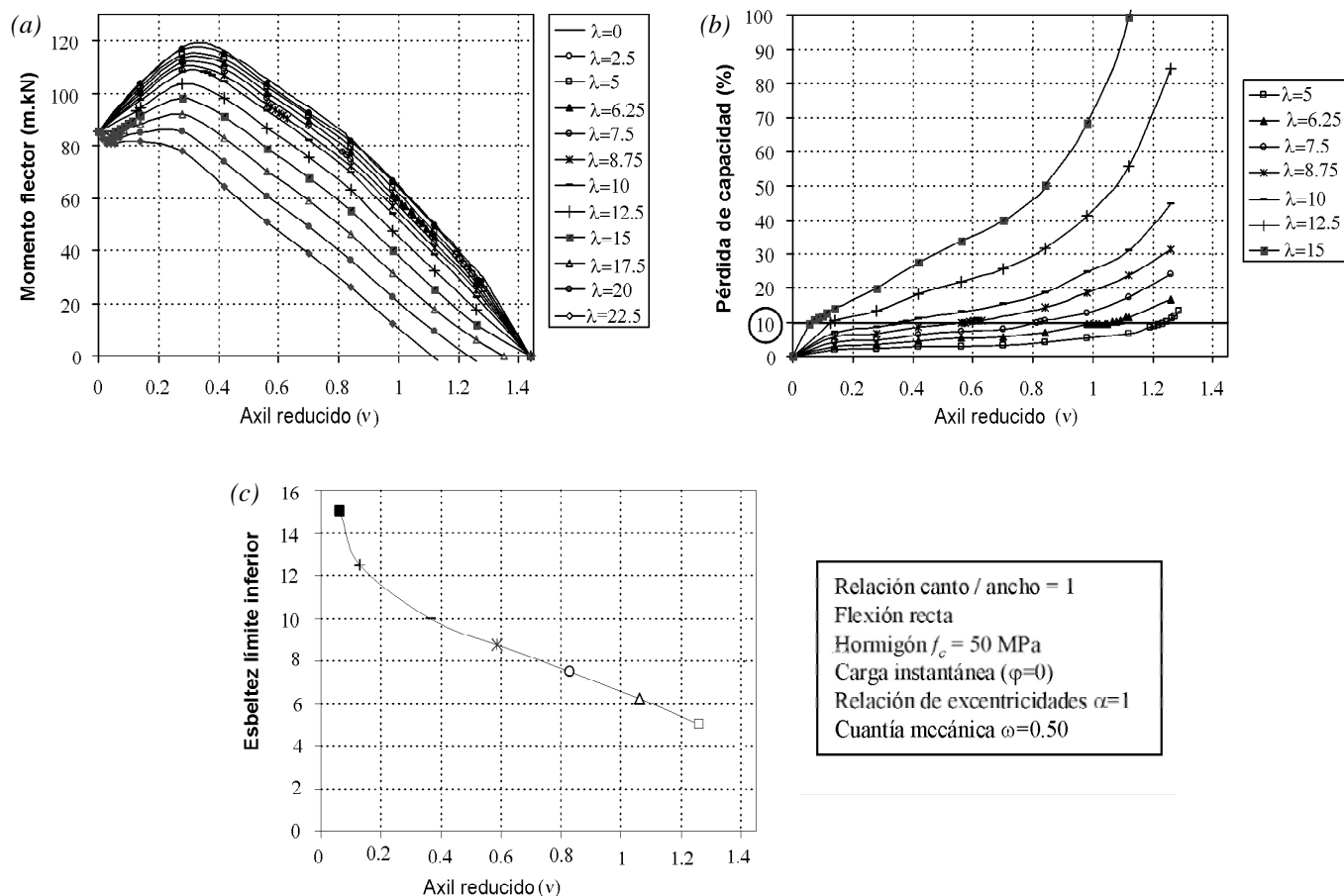


Figura 4.

- (a) Diagramas de interacción de la sección transversal ($\lambda = 0$) y del soporte ($\lambda \neq 0$)
 (b) Relación entre la pérdida de capacidad resistente y el axil reducido (v)
 (c) Esbeltez límite inferior en función del axil reducido (v)

Este procedimiento se ha realizado variando alternativa-mente los distintos parámetros ($f_c, \varphi, \alpha, \omega$) de tal forma que se obtiene una familia de gráficas, a partir de las cuales se realiza el análisis y la consiguiente definición de la esbeltez límite. Se han obtenido un total de 562 parejas de valores ($v_{SN}, \lambda_{lim,SN}$) aplicando este procedimiento en soportes sometidos a una sollicitación de flexo-compresión recta.

4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este apartado, se estudia la variación de la esbeltez límite respecto a los parámetros definidos anteriormente.

En la figura 4.c puede observarse que la esbeltez límite decrece cuando aumenta el **axil** aplicado.

El comportamiento del soporte varía substancialmente con la distribución de esfuerzos de primer orden α , de tal forma que si la excentricidad es constante ($\alpha=1$) la esbeltez límite disminuye de forma suave con el nivel de axil. Sin embargo, si los momentos en los extremos no son iguales ($\alpha \neq 1$), son menores los efectos de segundo orden. En este caso, conforme la **relación de excentricidades** es menor, la esbeltez límite es mayor y su valor depende en gran medida del nivel de axil aplicado (Figura 5)

Respecto a la **cuantía de armadura**, tal y como era de esperar, conforme se incrementa la cuantía de armadura para

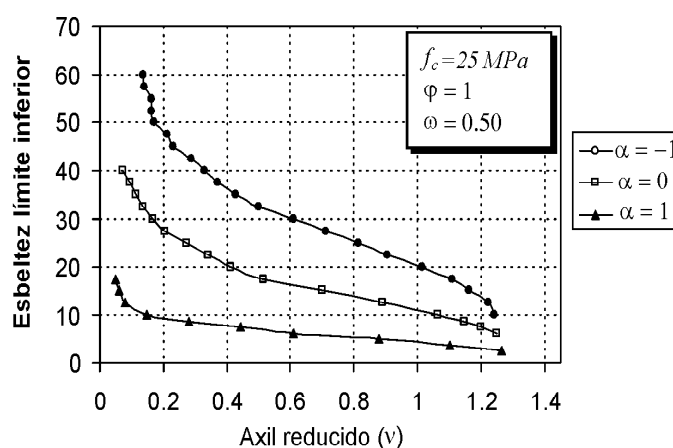


Figura 5. Influencia de la relación de excentricidades en la esbeltez límite inferior.

un mismo nivel de axil, los efectos de segundo orden son menores y por consiguiente la esbeltez límite es superior (Figura 6)

En general, la esbeltez límite inferior no depende de la **resistencia del hormigón**. Solamente, cuando la cuantía de armadura es pequeña y la relación de excentricidades es muy baja o negativa se aprecia una influencia que, en cualquier caso, no es muy significativa, según puede observarse en la figura 7.

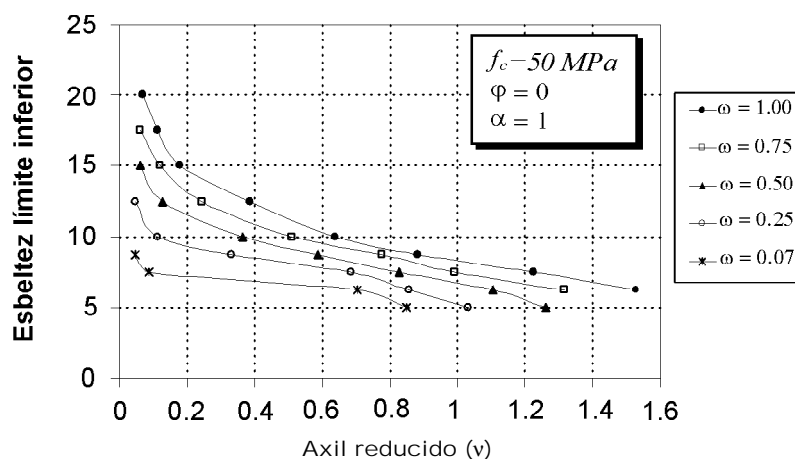


Figura 6. Influencia de la cuantía mecánica de armadura en la esbeltez límite inferior.

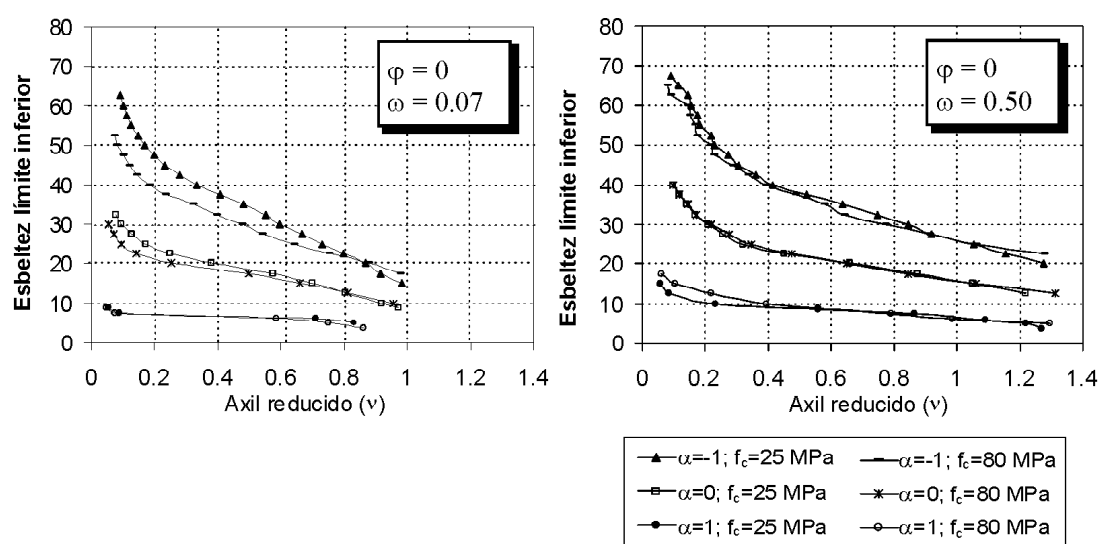


Figura 7. Influencia de la resistencia del hormigón en la esbeltez límite inferior.

(a) Cuantías bajas de armadura.

(b) Cuantías altas de armadura.

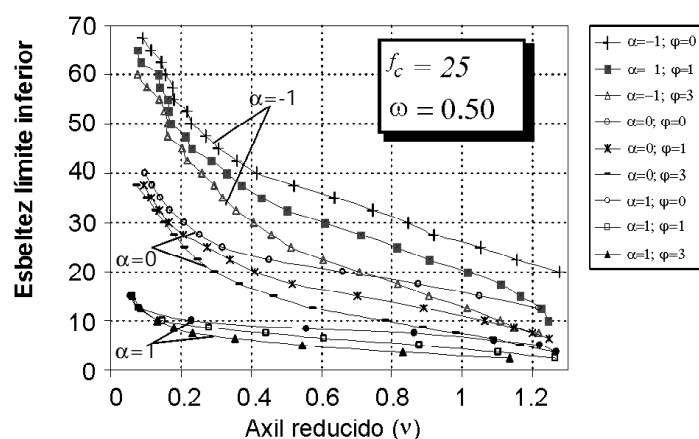


Figura 8.- Influencia de la deformación diferida de fluencia en la esbeltez límite inferior.

Por último, como es sabido, los efectos de segundo orden aumentan con las deformaciones de **fluencia**. Por ello resulta lógico tener presente esta variable en el estudio de la esbeltez límite. En la figura 8 se observa que conforme se incrementa el coeficiente de fluencia la esbeltez límite disminuye de forma significativa.

Finalmente, si se analiza el soporte en **flexión esviada**, se observa que la pérdida de capacidad depende de la relación de esbelteces entre los dos ejes de flexión principales de la sección y del nivel del esfuerzo axil (Bonet (2001) [2]). De esta forma, si el **ángulo de esviaje reducido** del momento flector, β , se aproxima al eje débil, la pérdida de capacidad

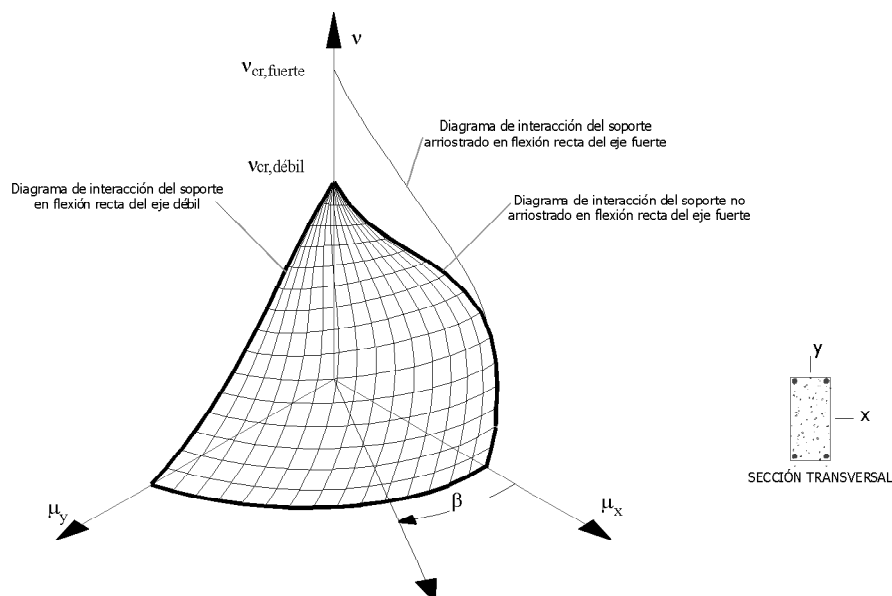


Figura 9. Superficie de interacción de primer orden (Bonet (2001)[2]).

aumenta. De igual forma, si el axil se aproxima al crítico del soporte también crecen dichas pérdidas. (Figura 9). Puesto que la máxima pérdida de capacidad se presenta cuando el soporte flecta respecto al eje débil, una solución del lado de la seguridad para decidir si los efectos de segundo orden son despreciables, es comparar la esbeltez del eje débil con la esbeltez límite (Menegotto (1999) [15] y Bonet (2001) [2] y EC-2 (2003) [11]).

5. PROPUESTA DE EXPRESIÓN PARA LA ESBELTEZ LÍMITE INFERIOR

Aunque la pérdida de capacidad portante del soporte depende claramente del ángulo de esviaje reducido del flector aplicado en el soporte (Figura 9), dicho parámetro no se ha incluido en propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior en aras a definir una expresión sencilla de aplicar. Por ello, dicha expresión ha sido obtenida como ajuste de las 562 parejas de valores (v_{SN} , $\lambda_{lim,SN}$) calculadas a partir del análisis numérico de soportes sometidos a una solicitación de flexo-compresión recta (ver apartado tercero). En el siguiente apartado, se verificará su aplicación al caso de soportes en flexo-compresión esviada, al comparar la esbeltez de eje débil con el valor límite propuesto en este apartado.

Para obtener una expresión de la esbeltez límite se ha realizado un estudio comparativo entre las posibles funciones de ajuste por mínimos cuadrados. A partir de este estudio, se concluyó que la expresión que muestra un mejor grado de precisión es la siguiente:

$$\lambda_{lim,g} = A(\omega; \alpha) \cdot \lambda_n v + B(\omega; \varphi; \alpha) \quad (2)$$

Esta expresión representa un función lineal respecto al logaritmo neperiano del axil reducido. Tanto el término lineal como el término independiente de la expresión dependen de la cuantía mecánica y la relación de excentricidades. Además, el término independiente depende del coeficiente de fluencia.

La influencia de la resistencia del hormigón podría considerarse en el coeficiente “A” de la expresión (2) en el caso de cuantías mínimas. Nuevamente, con el objetivo de obtener una expresión sencilla de aplicar y sacrificando levemente la precisión, se ha obtenido un coeficiente “A” independiente de la resistencia del hormigón, ajustándolo a los casos más desfavorables, es decir para los resultados que corresponden a hormigón de alta resistencia.

Mediante un ajuste por mínimos cuadrados se ha obtenido la expresión propuesta para el cálculo de la esbeltez límite:

$$\lambda_{lim,g} = A \cdot \ln v + B \geq C \quad (3)$$

donde:

$$A = (4.5 \cdot \omega + 4.5) \cdot (\alpha - 1) - (5 \cdot \omega + 1.25)$$

$$B = \frac{(10 \cdot \omega + 5) \cdot (1 - \alpha) + 3}{1 + 0.5 \cdot \varphi}$$

$$C = -1.60 \cdot \ln v + \frac{3}{1 + 0.5 \cdot \varphi}$$

El bloqueo de la expresión propuesta mediante el coeficiente “C” constituye una limitación para axiles altos ($v > 1$) y excentricidades en extremos del soporte del mismo signo ($\alpha > 0$)

La figura 10, muestra los valores obtenidos de la expresión propuesta (ec.3) para el cálculo de la esbeltez límite inferior en comparación con los obtenidos en la simulación numérica.

En el caso de que la carga cuasi-permanente sea una fracción de la carga total puede utilizarse la expresión (3) considerando un coeficiente de fluencia equivalente (φ_{eff}) de valor $\varphi \cdot (M_g/M_t)$, donde M_g es el esfuerzo flector de primer orden debido a la combinación cuasi-permanente de las acciones y M_t es el momento de primer orden correspondiente a la combinación de acciones de diseño.

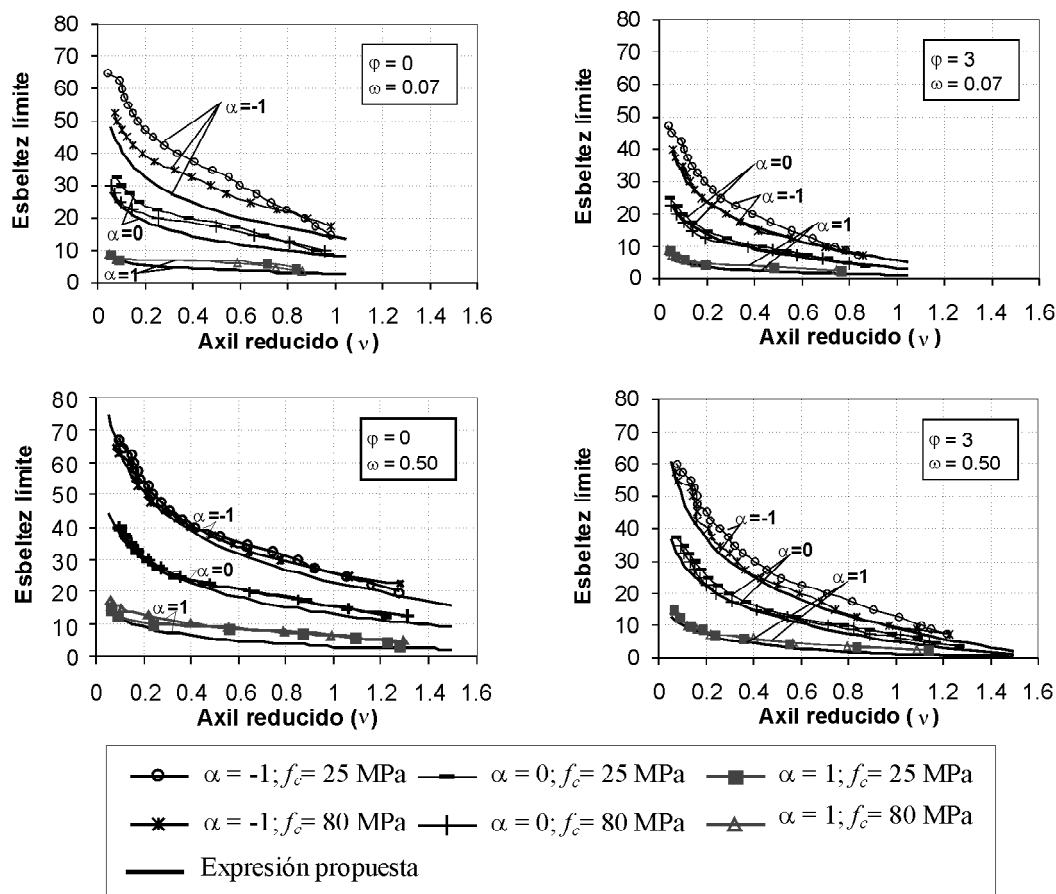


Figura 10. Comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con la esbeltez límite inferior propuesta.

6. VERIFICACIÓN DE LA EXPRESIÓN PROPUESTA

Debido a las simplificaciones adoptadas en la expresión propuesta de la esbeltez límite inferior (ec.3) resulta necesario analizar el grado de precisión. Dicho análisis se realiza desde dos puntos de vista. En primer lugar, se comparan los valores de esbeltez que predice la expresión propuesta (ec.3) con los obtenidos con la simulación numérica y con el EC-2 (2003) [11] (tabla 1.a). En segundo lugar, se ha evaluado numéricamente la pérdida de capacidad (ec.1) en soportes cuya esbeltez es igual a la esbeltez límite inferior propuesta. Dicha evaluación ha sido realizada tanto en flexión recta como esviada, comprobándose que en general es inferior al 10%.

6.1. Verificación del grado de precisión de la propuesta en comparación con la simulación numérica y el EC-2 (2003)

Para realizar este análisis se han utilizado como valores de referencia las 562 parejas de valores (v_{SN} , $\lambda_{lim,SN}$) calculadas a partir de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica correspondientes a soportes sometidos a flexo-compresión recta (apartado tercero)

Para evaluar el grado de precisión de la fórmula propuesta en este trabajo (ec.3) y de la propuesta realizada por el EC-2 (2003) [11] (tabla 1.a) respecto a los resultados obtenidos mediante la simulación numérica se calcula el ratio ξ para

cada combinación de parámetros (f_c , ϕ , α , ω , v). Para obtener el ratio ξ se halla para cada pareja de valores (v_{SN} , $\lambda_{lim,SN}$), calculada con la simulación numérica (Figura 11), la intersección de la recta que une dicho punto y el origen de coordenadas, con la curva de ajuste propuesta en este artículo o con la del EC-2(2003) [11] (v_{ajuste} , $\lambda_{lim,ajuste}$). Obtenidas ambas parejas de valores, se calcula el ratio ξ mediante la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{R_{ajuste}}{R_{SN}} \quad (4)$$

$$\text{donde: } R_{ajuste} = \sqrt{\left(v_{ajuste}/v_r\right)^2 + \left(\lambda_{lim,ajuste}/\lambda_r\right)^2}$$

$$R_{SN} = \sqrt{\left(v_{SN}/v_r\right)^2 + \left(\lambda_{lim,SN}/\lambda_r\right)^2}$$

v_r axil reducido de referencia igual a ($N_{uc}/[A_c f_c]$) siendo N_{uc} el axil último de la sección en compresión simple.

λ_r esbeltez límite de referencia igual a la esbeltez límite inferior calculada con la simulación numérica y correspondiente a un nivel de axil igual al 3% del axil último N_{uc}

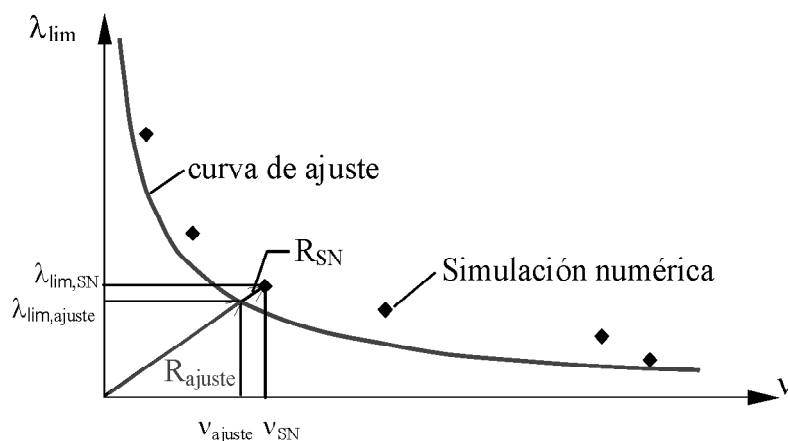


Figura 11. Definición del grado de precisión.

Tabla 3. Grado de precisión del método propuesto

		Hormigón convencional		Hormigón de alta resistencia		Total
		Instantáneo	Diferido	Instantáneo	Diferido	
Propuesta	Promedio (ξ_m)	0.85	0.89	0.84	0.94	0.88
	Coef. de variación	0.12	0.07	0.12	0.07	0.10
	Ratio máximo (ξ_{max})	1.02	1.07	1.02	1.08	1.08
	Ratio mínimo (ξ_{min})	0.67	0.70	0.67	0.69	0.67
EC-2 (2003) [11]	Promedio (ξ_m)	1.02	1.01	1.02	1.06	1.02
	Coef. de variación	0.19	0.17	0.18	0.16	0.17
	Ratio máximo (ξ_{max})	1.73	1.62	1.73	1.66	1.73
	Ratio mínimo (ξ_{min})	0.78	0.76	0.86	0.80	0.76

El ratio ξ definido en la expresión (4) proporciona un valor finito del ratio para cualquier relación ($\lambda_{lim,SN}/v_{SN}$). Además, se han normalizado los valores obtenidos mediante la simulación numérica (v_{SN} , $\lambda_{lim,SN}$) y por las propuestas (v_{ajuste} , $\lambda_{lim,ajuste}$) mediante el axil y la esbeltez de referencia (v_r , λ_r). De esta forma, las dos componentes de módulo R tienen un valor comprendido entre 0 y 1.

Un valor del ratio ξ inferior a la unidad indica que la expresión propuesta queda del lado de la seguridad. El ajuste será más preciso cuanto más se acerque ξ al valor de la unidad pero sin sobrepasarlo.

En la tabla 3 se muestran los resultados obtenidos mediante la expresión propuesta en este trabajo (ec.3) y por el EC-2 (2003) [11] tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia, en comportamiento instantáneo como diferido. La propuesta realizada en este trabajo se muestra más conservadora con un ratio igual a 0.88 del lado de la seguridad en comparación con el obtenido con propuesta del EC-2 (2003) [11] cuyo ratio medio es de 1.02. Además, la propuesta tiene una menor dispersión con un coeficiente de variación de 0.10, frente al coeficiente de variación de 0.17 obtenido con el

EC-2 (2003) [11]. En general, en el caso de comportamiento instantáneo, ambas propuestas tienen un ratio medio inferior o igual al ratio medio y un coeficiente de variación superior a la media.

En las figuras 12 y 13, se muestran la distribución de ratios ξ en función de los parámetros más importantes correspondientes a la propuesta realizada en este artículo y por el EC-2(2003)[11] respectivamente. Sobre dichas figuras se han representado la línea de tendencia. Dicha línea permite analizar si la influencia de cada uno de los parámetros definidos en el análisis ha sido correctamente reproducido por la fórmula propuesta. Se han elegido como variables de referencia, la resistencia a compresión simple del hormigón (f_c), el coeficiente de fluencia (ϕ), la cuantía mecánica de armadura (ω), la relación de excentricidades en extremos del soporte (α), el axil reducido (v) y la relación entre el axil aplicado en el soporte y el axil último de la sección en compresión simple (N/N_{uc}).

En todas las gráficas de la figura 12, la línea de tendencia se muestra sensiblemente horizontal y en una posición inferior a la unidad. Por otra parte, se puede observar que la

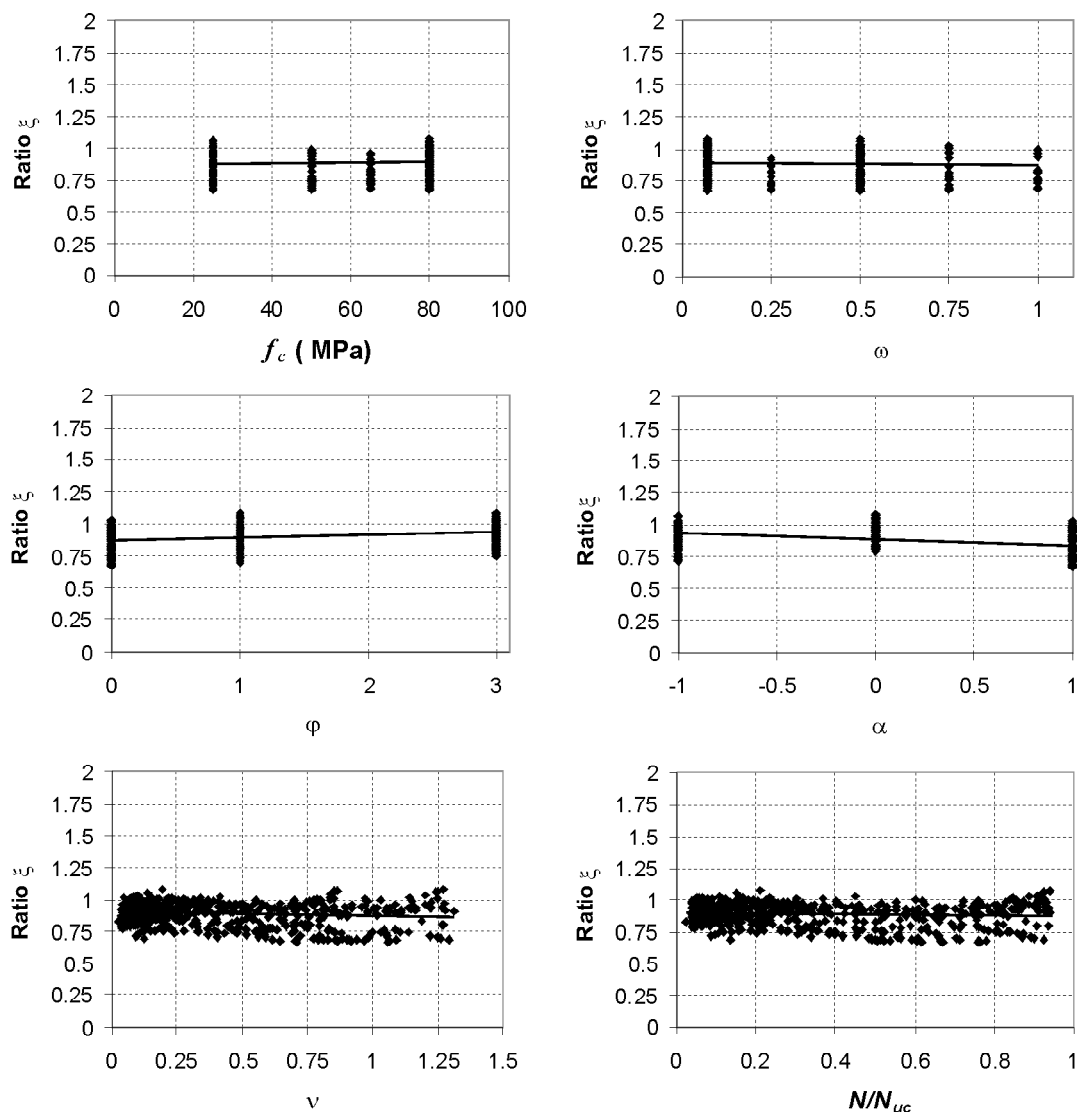


Figura 12. Contraste de la expresión propuesta en este artículo con los resultados obtenidos en la simulación numérica.

dispersión del ratio ξ en función de los distintos parámetros es homogénea. A la vista de los resultados puede afirmarse que la fórmula propuesta reproduce correctamente el comportamiento del soporte y la influencia de cada una de las variables objeto de estudio.

Sin embargo, tal y como puede observarse en la figura 13, los resultados obtenidos por el EC-2 (2003) [11] tienen un mayor grado de dispersión y se sitúan en general del lado de la inseguridad. Puede observarse que existe una gran dispersión de resultados para niveles de axil bajos y altos.

Por último, si se comparan ambas propuestas se observa que la propuesta realizada en este trabajo mejora el grado de precisión y presenta un menor grado de dispersión de los resultados obtenidos. Además, si se comparan las líneas de tendencia de ambas propuestas (figura 12 y 13) se observa que la propuesta realizada en este artículo refleja mejor la influencia de los parámetros objeto de estudio.

6.2. Verificación de la pérdida de capacidad portante

En las figuras 14 y 15 se muestran los resultados obtenidos al evaluar numéricamente la pérdida de capacidad (ec.1) en

soportes cuya esbeltez es igual a la esbeltez límite inferior propuesta (ec.3) tanto en flexión recta como esviada respectivamente. En la tabla 4 se muestran los parámetros y el rango de variación incluidos en esta nueva campaña de ensayos numéricos realizados. Se han realizado un total de 660 ensayos numéricos en flexión recta y 600 ensayos en flexión esviada.

En general, puede observarse en la figura 14, que los soportes simulados presentan una pérdida inferior al 10%. Únicamente, en el caso de axiles superiores al 90% del axil último a compresión simple (N_{uc}) superan dicho valor de pérdida, pero nunca superior al 16%. El comportamiento registrado es similar tanto para hormigón convencional como de alta resistencia, siendo este último menos conservador.

Finalmente, se comprueba en la figura 15 que si la esbeltez del soporte respecto al eje débil es inferior a la esbeltez límite, las pérdidas son en general inferiores al 10% para cualquier ángulo de flexión (β). Además, se aprecia que conforme el ángulo de esviaje se aproxima al del eje débil las pérdidas crecen. De nuevo, en el caso axiles superiores al 90% del axil último a compresión simple (N_{uc}) se registran pérdidas superiores al 10%.

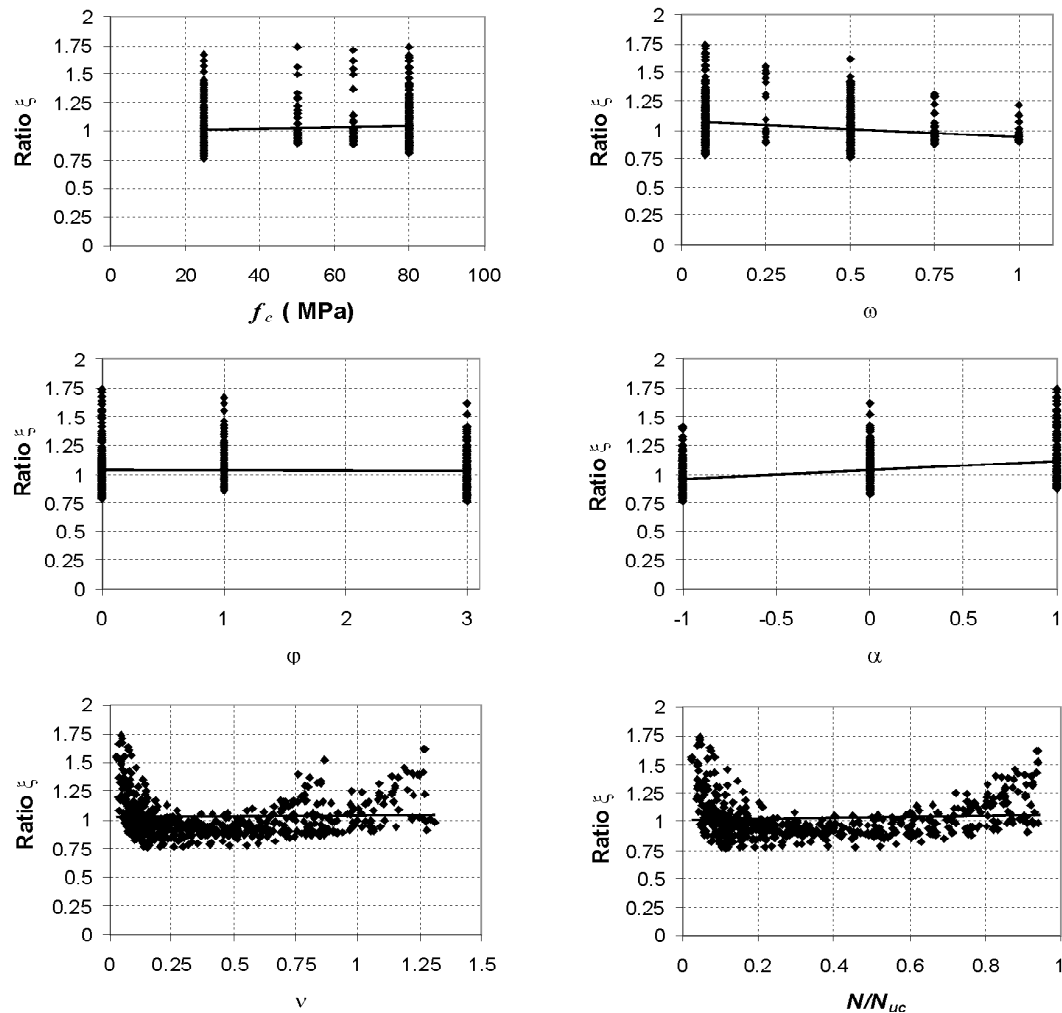


Figura 13. Contraste de la expresión propuesta por el EC-2 (2003) [11] con los resultados obtenidos en la simulación numérica.

Tabla 4. Rango de variación de los parámetros definidos para el contraste de la expresión propuesta con la simulación numérica

Parámetro	Rango de variación
Resistencia del hormigón (f_c)	25, 50, 80 y 90 MPa
Cuantía mecánica de armadura (ω)	0.07; 0.25; 0.50; 0.75; 1.00
Coefficiente de fluencia (ϕ)	0; 1; 3
Relación de excentricidades en extremos del soporte (α)	1; 0; -1
Ángulo de esviaje reducido respecto al eje fuerte (β)	Flexión recta: 0° Flexión esviada: $0^\circ; 22.5^\circ; 45^\circ; 67.5^\circ$

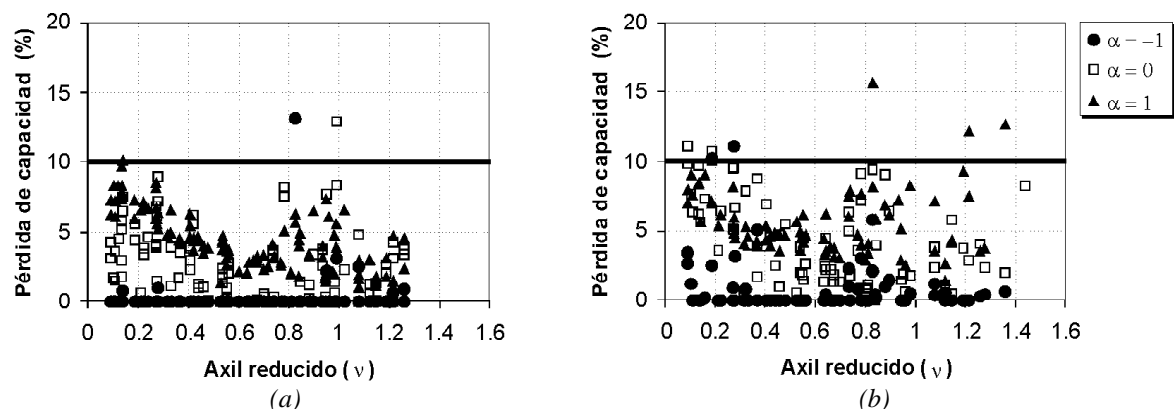


Figura 14. Comparación de la esbeltez límite inferior con los resultados de la simulación numérica en flexión recta (a) Hormigón convencional - (b) Hormigón de alta resistencia.

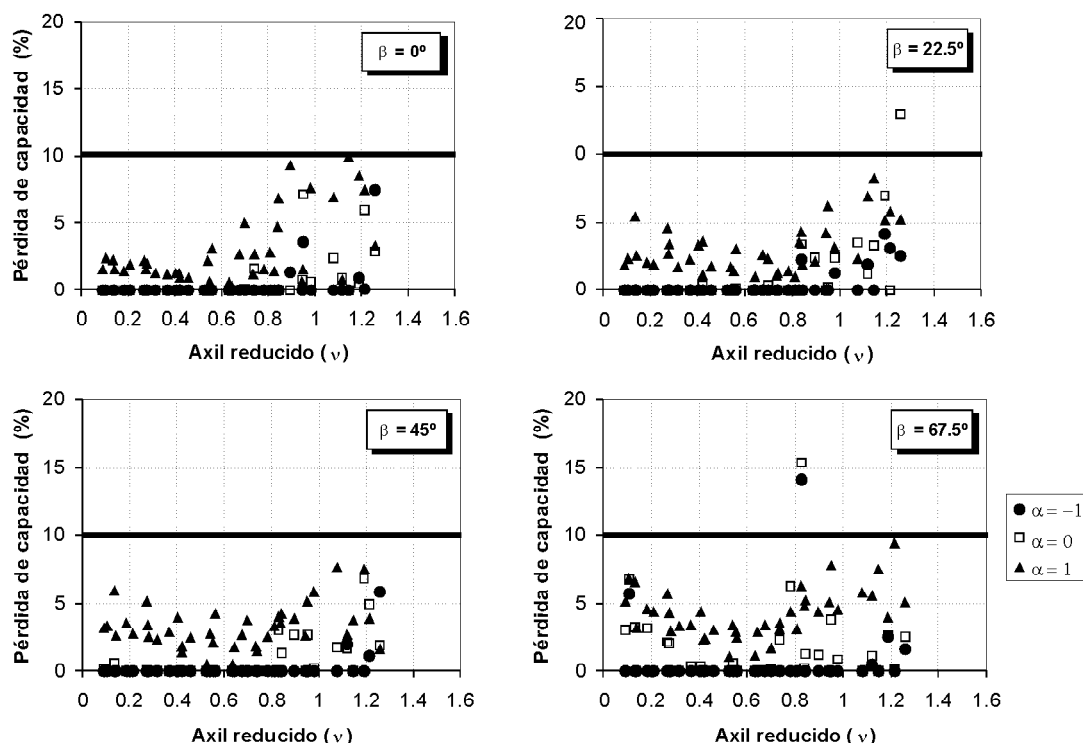


Figura 15. Comparación de la esbeltez límite inferior con los resultados de la simulación numérica en flexión esviada.

8. CONCLUSIONES

Tras analizar las distintas propuestas realizadas por las diferentes normativas y autores se ha observado que existe una falta homogeneidad, tanto en el tipo de expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior como en las variables incluidas en su formulación.

En este trabajo se presenta una propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de hormigón armado de sección rectangular fabricados tanto con hormigón convencional como de alta resistencia y bajo carga instantánea como sostenida. La esbeltez límite se ha definido para una pérdida de capacidad resistente del soporte, respecto a la sección calculada a partir de los esfuerzos de primer orden, igual al 10 %, en términos de flector. Dicha esbeltez ha sido deducida a partir de una simulación numérica.

Del análisis realizado en este trabajo se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Las variables que muestran una mayor importancia para el cálculo de la esbeltez límite son: el axil reducido, el coeficiente de fluencia, la cuantía mecánica de armadura y la relación de excentricidades.
2. La resistencia a compresión del hormigón sólo tiene importancia considerable en el caso de cuantía mínima de armadura.
3. La expresión propuesta ha sido contrastada con los resultados obtenidos mediante la simulación numérica. Se ha observado que la propuesta reproduce correctamente la influencia de los distintos parámetros considerados en el estudio. Se ha obtenido un ratio medio de 0.88 (del lado de la seguridad) con un coeficiente de variación de 0.10.

4. Se ha comparado el grado de precisión obtenido con la expresión propuesta y con el EC-2 (2003) [11]. Se ha observado que la propuesta mejora el grado de precisión obteniéndose un menor grado de dispersión. Además, la propuesta refleja mejor la influencia de las distintas variables.

5. Se ha comprobado que cuando la esbeltez del eje débil de un soporte es inferior a la esbeltez límite propuesta en el estudio, los efectos de segundo orden son despreciables para cualquier ángulo de flexión del soporte y nivel de axil.

6. Se ha realizado un contraste en flexión recta y en flexión esviada, para verificar si los soportes de esbelteces proporcionadas por la expresión propuesta sufren pérdidas de capacidad resistente menor o igual al 10%.

9. AGRADECIMIENTOS

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de investigación que está llevando a cabo el Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia. Este trabajo cuenta con la financiación del Ministerio de Ciencia y Tecnología (Referencia MAT2002-02461) y del Ministerio de Fomento (BOE 13/12/2002). Los autores agradecen la colaboración de las entidades arriba indicadas.

10. BIBLIOGRAFÍA

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)" American Concrete Institute, Detroit, 2002

- [2] Bonet Senach, J.L.: "Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular sometidos a compresión y flexión biaxial", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Julio 2001
- [3] Bonet Senach, J.L.; Goberna Pérez, E.; Fernández Prada, M.A.; Miguel Sosa, P.F. "Esbeltez límite inferior en soportes de hormigón armado", Hormigón y Acero, Nº219, Primer trimestre 2001, pp 79-89
- [4] British Standard Institution; "Structural use of concrete: Part 1. Code of practice for design and construction", BS 8110, 1997, pp 120
- [5] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Ministerio de Fomento, 1998
- [6] Comité Euro-internacional du beton: "CEB-FIB Model Code 1990" C.E.B. Bulletin Nº 203-204 y 205, 1991
- [7] Comité Euro-internacional du beton: "High Performance Concrete. Recommended extensions to the Model Code 90 research needs", C.E.B.. Bulletin, Nº 228, 1995
- [8] Comité Europeo de Normalización: "Eurocódigo nº2, Proyecto de Estructuras de Hormigón"; Madrid AENOR 1991
- [9] Corres Peiretti, H.; León, F.J.: "Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado", Hormigón y Acero, Nº101, 1986, pp 35-52
- [10] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings", prEN 1992-1 Final Draft. October 2001.
- [11] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings", prEN 1992-1-1, April 2003
- [12] MacGregor, J.G: "Design of slender concrete columns-revisited", ACI, Structural Journal, V.90, Nº3, 1993, pp 302-309
- [13] Marí, A. y Hellesland, J., "Lower slenderness limits for rectangular reinforced concrete columns", J. Str. Eng ASCE. Vol. 131, Nº. 1, 2005, pp. 85-95.
- [14] Menegotto, M. "Observations on slenderness bounds for R/C columns" Comité Euro-internacional du beton: "Buckling and Instability - Progress Report", C.E.B.. Bulletin, Nº 155, 1983, pp 3-30.
- [15] Menogotto, M.: "ULS of buckling" Comité Euro-internacional du beton: "Structural Concrete, Textbook on behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990", FIB 1999, pp 225-240
- [16] Río, O.; Morán Cabré, F.: "Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado: 1. Límite de esbeltez inferior", Hormigón y acero, Nº160, 1987, pp 31-38

Optimización heurística de pórticos de paso de carretera de hormigón armado

Heuristic optimization of reinforced concrete road portal frames

♦
Miguel Carrera Hueso

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Julián Alcalá González

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Víctor Yepes Piqueras

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Fernando González Vidosa

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

RESUMEN

El trabajo se centra en optimizar los costes de pórticos de paso de carretera mediante métodos heurísticos y metaheurísticos, demostrando su efectividad. La evaluación de cada una de las soluciones se realiza mediante un módulo de comprobación según la normativa EHE. El cálculo de esfuerzos se realiza por un programa externo de elementos finitos y aplicando las cargas de la IAP-98. Los métodos heurísticos utilizados son la búsqueda aleatoria y el gradiente. Y los métodos metaheurísticos son la búsqueda de aceptación por umbrales y la cristalización simulada. Todos los métodos de búsqueda han sido aplicados a un pórtico tipo de 10 metros de luz horizontal. Se concluye que la cristalización simulada es la metaheurística más eficiente de las 4 heurísticas comparadas.

SUMMARY

This paper deals with the optimization of costs of reinforced concrete portal frames used in road construction. It shows the efficiency of four heuristic and metaheuristic optimization algorithms. The evaluation of each solution is performed using a computer module according to the Spanish Code EHE. The calculation of stress resultants is done by an external finite element code that applies loads according to the national IAP provisions. Heuristic methods used are the random walk and the gradient method. The metaheuristic methods used are the threshold accepting method and the simulated annealing method. The four methods have been

applied to the same portal frame of 10 m of horizontal span. The comparison of the four heuristic algorithms leads to the conclusion that simulated annealing is more efficient.

1. INTRODUCCION

El diseño de estructuras económicas de hormigón está actualmente muy condicionado a la experiencia previa de los ingenieros proyectistas de estructuras. El proceso habitual se basa en la elección de dimensiones y materiales a partir de reglas sancionadas por la práctica. Consecuentemente, se suele predimensionar la estructura a partir de relaciones prácticas de canto/luz, formas de secciones, espesores de almas, esbelteces máximas, etc. Una vez definida la estructura, se procede al análisis de esfuerzos y al dimensionamiento de armaduras activas y pasivas que verifiquen los estados límite de servicio y rotura prescritos por la normativa. Sólo en los casos en que alguna de las dimensiones o resistencia de materiales son escasos, se redefine la estructura por prueba y error; procediendo al reanálisis de la estructura en contadas ocasiones. Tal proceso da lugar a diseños seguros y conformes a la normativa; pero cuya economía queda, por tanto, muy ligada a la experiencia de los ingenieros proyectistas.

Los métodos de optimización de estructuras se pueden clasificar en dos grandes grupos: los métodos exactos y los métodos heurísticos. Los métodos exactos son los más antiguos [1-5]. Se basan en obtener los óptimos mediante técnicas iterativas de optimización lineal a partir de las expresiones

que definen la función objetivo y las restricciones estructurales. La función objetivo es la expresión que se desea optimizar (e.g. el peso de los elementos de una estructura de acero, el coste de una estructura de hormigón, etc.) Estos métodos son computacionalmente muy eficientes cuando el número de variables es reducido. Es decir, requieren pocas iteraciones para converger al óptimo. Sin embargo, en cada iteración suelen resolver un problema de optimización lineal condicionada, lo que encarece el tiempo de computación cuando el número de variables es alto.

El otro gran grupo son los métodos heurísticos, cuyo gran desarrollo va unido al desarrollo de la inteligencia artificial. Este grupo incluye un gran número de algoritmos de búsqueda de soluciones como, por ejemplo, los algoritmos genéticos, la cristalización simulada, las colonias de hormigas, la aceptación por umbrales, la lógica difusa, etc. [6-10]. Estos métodos están comprobados que funcionan en problemas muy distintos al de la optimización estructural. En ingeniería civil, cabe destacar las aplicaciones al estudio de acuíferos y conducciones de agua, a la planificación de proyectos y a la planificación de rutas de vehículos. Se trata de algoritmos sencillos, pero que requieren un gran esfuerzo computacional. Es decir, requieren un gran número de iteraciones en los que evaluar la función objetivo y las restricciones del problema que se desea optimizar.

Entre los primeros trabajos de optimización heurística aplicados a la optimización de estructuras, cabe destacar las aportaciones en 1991-92 de Jenkins [11,12] y de Rajeev y Krishnamoorthy [13]. En ambos casos, aplicaron los algoritmos genéticos (GA en adelante) a la optimización del peso de elementos formados por perfiles metálicos. Posteriormente en 1999, Rath y otros [14] usaron también los GA para optimizar secciones y armados de vigas biapoyadas y continuas, partiendo de secciones rectangulares y evolucionando a secciones en doble T. Recientemente, 2003, se han presentado un buen número de aplicaciones, entre las que cabe destacar las de Hrstka y otros [15] y Leps y Sejnoha [16] que optimizan diversos casos de vigas de hormigón armado. También recientemente, se han presentado aplicaciones de GA a la optimización de pórticos de edificación de hormigón armado [17,18].

Los pórticos de paso de carretera objeto de este trabajo son los que habitualmente se emplean en la construcción de carreteras. Se emplean principalmente con luces entre 8.00 y 20.00 m para resolver cruces de caminos y carreteras secundarias

con la traza principal. Las partes de las que consta el pórtico son las siguientes (ver Figura 1): el dintel o losa superior de hormigón armado que recibe la carga de tierras y de tráfico; los muros laterales que contienen las tierras y transmiten las cargas del dintel a la cimentación; y la cimentación que transmite las cargas al terreno. El espesor del dintel se suele predimensionar entre un 1/10 y un 1/15 de la luz libre horizontal; y el espesor de los muros entre 1/12 de la luz vertical libre y el espesor del propio dintel. Las dimensiones de la zapata dependen de la tensión admisible del terreno, teniendo que pilotar o que emplearse un marco cerrado cuando no hay capacidad portante superficial suficiente. Los principales datos o parámetros que influyen en su diseño son la luz libre horizontal (L_h), la luz libre vertical (L_v), la altura de tierras sobre el pórtico (H_t) y la tensión admisible del terreno (σ_{adm}). Generalmente se calculan para soportar las acciones prescritas por la IAP [19] y deben verificar las prescripciones de estados límites de la EHE [20].

El objetivo de este trabajo es el de investigar en la optimización heurística de este tipo de estructuras. La metodología ha consistido en tomar como variables las dimensiones, materiales y armados del pórtico y desarrollar primero un módulo de cálculo de esfuerzos y comprobación de estados límite. Posteriormente se han programado cuatro heurísticas de búsqueda de coste óptimo. Las cuatro heurísticas han sido la búsqueda aleatoria, el método del gradiente, la aceptación por umbrales y la cristalización simulada.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema de optimización de estructuras de hormigón que se plantea consiste en una optimización económica. Se trata de minimizar la función objetivo F de la expresión (2.1), verificando además las restricciones de la expresión (2.2)

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{i=1, n} p_i * m_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.1)$$

$$g_j(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \quad (2.2)$$

Nótese que en la expresión (2.1) la función objetivo es una función de coste expresada por el sumatorio de precios unitarios por mediciones; y g_j en la expresión (2.2) son todas las restricciones o conjunto de estados límite que debe de verificar la estructura.

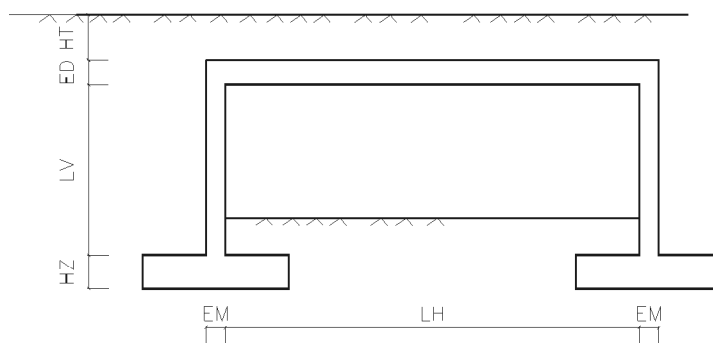


Figura 1. Esquema pórtico tipo paso de carretera.

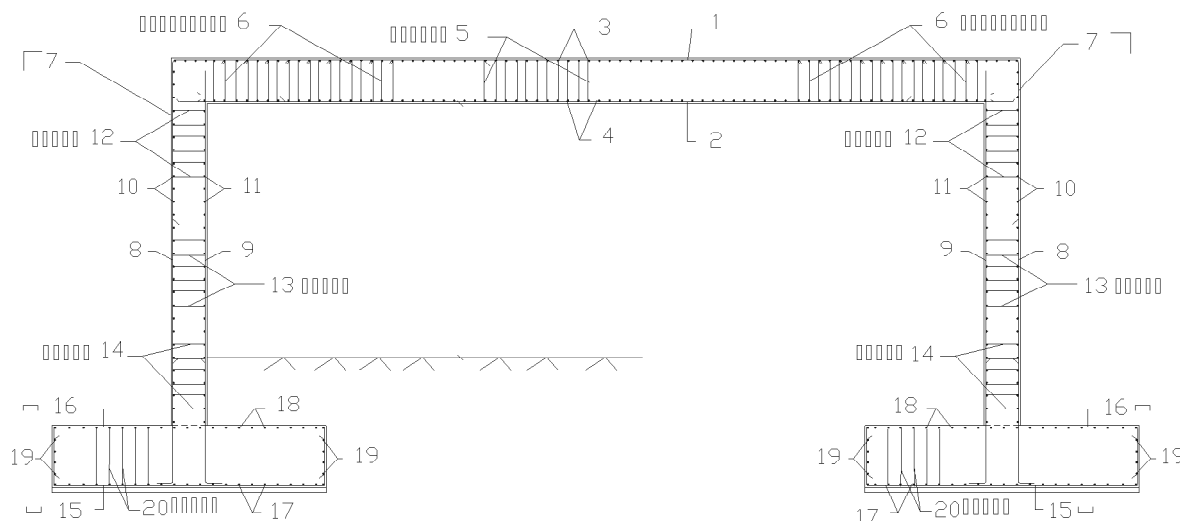


Figura 2. Esquema general de variables de un pórtico.

2.1. Variables

Se han considerado 28 variables para definir una solución de pórtico (ver Figura 2). Estas variables son las que definen la geometría, los tipos de hormigones y los armados del pórtico. El resto de datos necesarios para calcular un pórtico concreto son lo que denominamos parámetros en el apartado 2.2. Lógicamente los parámetros son datos de partida y no son objeto de optimización, sino de futuros estudios paramétricos.

Las 5 primeras variables a optimizar son geométricas y se corresponden con el espesor del dintel, el espesor del muro, el canto de la zapata, la puntera de la zapata y el talón de la zapata. Las 3 siguientes definen el tipo de hormigón en dintel, muros y zapatas. Y las 20 variables restantes definen las armaduras pasivas del pórtico, que se han adoptado en acero B500S. El armado del pórtico se ha definido mediante unos armados tipo habituales en el proyecto de estas estructuras. El armado del dintel incluye una armadura de positivos de parte a parte sin refuerzos centrales; una armadura base de negativos de lado a lado; un refuerzo de esquina en negativos; armaduras de cortante en zona de apoyos y en zona de vano; y armaduras superior e inferior de reparto y flexión longitudinal. Por su parte, el armado del muro incluye armaduras base de arriba abajo de positivos y negativos; el citado refuerzo de esquina; armaduras de cortante en arranques, coronación y a media altura; y armaduras interior y exterior de reparto y flexión longitudinal. Por último, la zapata incluye armaduras inferior y superior de flexión de puntera y talón; armadura de cortante constante; y armaduras de reparto longitudinal. Las longitudes de las barras de dintel y muros son constantes, habiéndose dejado para futuros trabajos la posibilidad de hacer variables las medidas del refuerzo de esquina y el incluir algunos refuerzos de longitud también variable.

Es importante señalar que se ha optado por variables discretas y no continuas. Así, por ejemplo, el espesor del dintel puede adoptar 31 valores entre un mínimo de 30 cm y un máximo de 150 cm, con escalones de 2.5 cm para espesores de hasta 60 cm y de 5 cm para espesores mayores. Por su parte, los hormigones pueden adoptar los 6 valores de HA-25 a HA-50 recomendados por la EHE. Finalmente, los armados

también son valores discretos según una tabla de 48 armados de flexión y 24 armados de cortante. Las tablas de armado incluyen diámetro de barra y separación de armaduras, lo que permite la comprobación detallada del ELS de fisuración. Todas las tablas de valores discretos de las variables se detallan en la ref. 23 y se omiten en este trabajo para simplificar la presentación.

El conjunto de combinaciones de valores de las 28 variables lo denominaremos espacio de soluciones. Tal espacio es en la práctica ilimitado por lo que se conoce como explosión combinatoria; en nuestro caso el número de soluciones es del orden de 10^{35} . Cada vector de 28 valores define una solución de pórtico que tendrá un coste aplicando la expresión (2.1). Las soluciones que cumplan las restricciones de los estados límite de la expresión (2.2) las denominaremos soluciones factibles. Las que incumplan alguna restricción las denominaremos soluciones no factibles.

2.2. Parámetros

Los parámetros del cálculo del pórtico son todas aquellas magnitudes que se toman como datos y que no son parte de la optimización. Se dividen en geométricos, de propiedades del terreno y del relleno del trasdós, de coeficientes de seguridad y niveles de control considerados y de ambientes exteriores respecto de la durabilidad. Según se ha mencionado anteriormente, los principales parámetros geométricos son la luz libre horizontal (L_h), la luz libre vertical (L_v) y la altura de tierras sobre el pórtico (H_t). Otros parámetros geométricos son el espesor de firme, la altura de tierras sobre las zapatas y los recubrimientos de las armaduras en dintel, muro y zapatas. El principal parámetro del terreno es la tensión admisible (σ_{adm}). Los datos del relleno son la densidad y los coeficientes de empuje activo y al reposo sobre las paredes laterales. En cuanto a los ambientes señalar que se ha considerado dos ambientes, uno para los paramentos enterrados y otro para los paramentos vistos. En la Tabla 1 se dan los parámetros considerados para los cálculos del pórtico de $L_h = 10$ m considerado para la calibración y comparación de los cuatro algoritmos heurísticos de los apartados 3 y 4.

Tabla 1. Datos paramétricos pórtico LH=10.00 m.

Parámetros geométricos	
Luz horizontal	10.00 m.
Luz vertical	6.00 m.
Altura de tierras	0.10 m.
Espesor del firme	0.00 m.
Profundidad cimentación	0.00 m.
Recubrimiento de las armaduras del muro	0.04 m.
Recubrimiento de las armaduras del dintel	0.04 m.
Recubrimiento de armaduras en zapatas	0.06 m.
Parámetros del terreno	
Densidad del terreno.	2.00 t/m ³
Coeficiente de empuje activo	0.33
Coeficiente de empuje al reposo	0.50
Tensión admisible del terreno	2.50 kp/cm ²
Coeficientes de seguridad	
Nivel de control de ejecución	Normal
Nivel de control de los materiales	Normal
Parámetros de los ambientes exteriores	
Tipo de ambiente interior	I Ib
Tipo de ambiente exterior	IIa

Tabla 2. Precios básicos de la función de coste.

Precio básico	Euros
Kg. de acero B-500S	0.583
M ² Encofrado zapatas	18.030
M ² Encofrado muros	18.631
M ² Encofrado dintel	30.652
M ³ de cimbra	6.010
M ³ MO hormigonado zapatas	5.409
M ³ MO hormigonado de muros	9.015
M ³ MO hormigonado del dintel	7.212
M ³ alquiler bomba	6.010
M ³ H-25 a pie de obra	48.244
M ³ H-30 a pie de obra	49.379
M ³ H-35 a pie de obra	53.899
M ³ H-40 a pie de obra	58.995
M ³ H-45 a pie de obra	63.803
M ³ H-50 a pie de obra	68.612
M ³ excavación	3.005
M ³ relleno	4.808

2.3. Función de coste

La función objetivo considerada es la función de coste definida en la expresión (2.1), donde p_i son los precios unitarios y m_i son las mediciones de las 10 unidades de obra consideradas. En la función de coste se incluyen no sólo el coste de los materiales, sino todas las partidas necesarias para valorar los pórticos por metro lineal ejecutado. Se incluyen, por ejemplo, la excavación de la cimentación y el relleno localizado en zapatas y del trasdós de la estructura. Los precios básicos considerados se detallan en la Tabla 2. Estos precios se han obtenido de una encuesta entre contratistas y subcontratistas de obras públicas de carreteras en octubre de 2003.

Dadas las 28 variables de nuestro problema, la medición y valoración de una solución es inmediata. El principal esfuerzo de computación para evaluar una solución se centra principalmente en las restricciones o estados límite del siguiente apartado. En este punto es importante señalar que numerosos trabajos, especialmente los que aplican algoritmos genéticos, suelen transformar el problema en uno sin restricciones introduciendo penalizaciones en la función de coste cuando se incumplen las restricciones del problema. Las penalizaciones son pequeñas para incumplimientos leves y muy fuertes para incumplimientos mayores. En este trabajo se ha optado por trabajar sólo con soluciones factibles, descartándose todas las no factibles y el uso de penalizaciones.

2.4. Restricciones estructurales

Las restricciones estructurales de la expresión (2.2) son todos los estados límite que debe verificar la estructura y su cimentación. El paso previo a la comprobación de estados límite es el cálculo de envolventes de esfuerzos debidos a las acciones prescritas por la IAP. La modelización de la estructura se representa en la Figura 3, donde puede observarse que se han empleado 30 barras y 31 nudos. El cálculo de esfuerzos es por metro lineal y se realiza mediante un programa externo de elementos finitos (SAP). El módulo de comprobación estructural programado genera en cada evaluación los ficheros de datos, ejecuta el programa externo y posteriormente postprocesa los esfuerzos y obtiene envolventes de esfuerzos. En lo que respecta a las acciones se ha considerado como cargas permanentes el peso propio, el peso del relleno sobre el dintel y el empuje activo del relleno sobre las paredes. Y como acciones variables el tren de cargas y el posible incremento de empuje lateral debido al empuje al reposo y a una sobrecarga sobre los accesos de 10 kN/m². El carro de la Instrucción IAP se ha repartido en 4.00 m (se han considerado 3 cargas de 50 kN por metro lineal de pórtico), lo que equivale a considerar un número indefinido de carros separados 4.00 m entre sí. El modelo empleado es bidimensional y, por tanto, tiene limitaciones cuyo tratamiento se comentará más adelante.

Conocidas las envolventes de esfuerzos de flexión y cortante en ELS y ELU, se procede a la comprobación de los

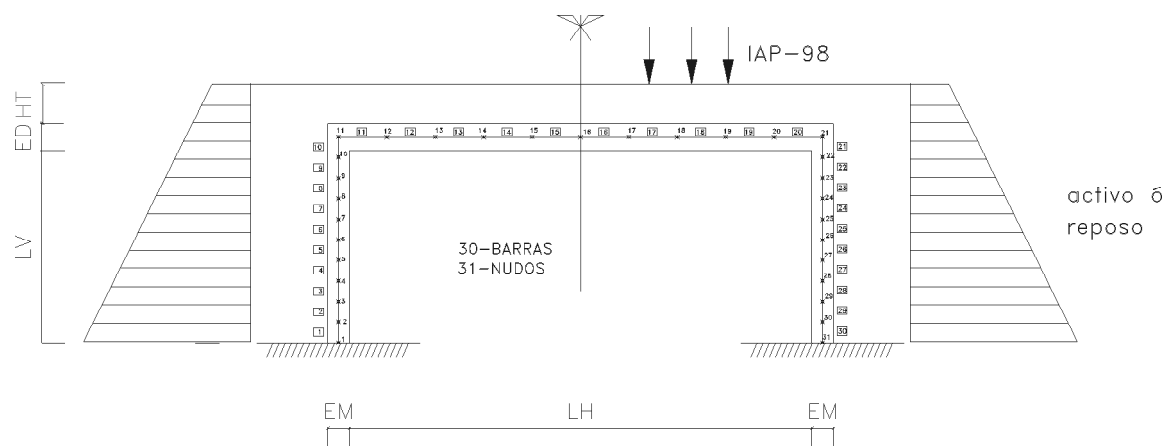


Figura 3. Modelización estructural de pórticos.

correspondientes estados límite conforme a las prescripciones de la EHE. Téngase en cuenta que conocidos los 28 valores que definen una solución, se conoce la geometría, materiales y armados dispuestos. Nótese que se realiza una comprobación y no se intenta dimensionar las armaduras en el sentido habitual. En este sentido cabe señalar que generalmente se dimensionan las armaduras en ELU de flexión, para seguidamente comprobar y redimensionar en ELS de fisuración, y finalmente se dimensiona a cortante sin alterar la armadura longitudinal. Este orden convencional es efectivo, pero obvia otras posibilidades que la optimización heurística no descarta. Así, por ejemplo, se pueden eliminar armaduras de cortante con aumentos localizados de armadura longitudinal, lo que puede resultar más económico que disponer armadura de cortante.

Los cálculos en ELU de flexión incluyen el cálculo del diagrama de interacción N_u-M_u y de las holguras de la solución medidas radialmente, es decir, lanzando radios por el origen que pasen por los esfuerzos de cálculo N_d-M_d y buscando la intersección con el diagrama de interacción. Estas holguras y otras de cortante y de mínimos de armado se han programado en previsión del uso de heurísticas con penalizaciones en la función de coste. Los cálculos de ELS de fisuración también incluyen un cálculo de holguras medidas como relación entre la abertura de fisura obtenida y la máxima permitida según el ambiente. Por su parte, el ELU de cortante incluye las comprobaciones de los dos cortantes últimos y las correspondientes holguras. Asimismo, se comprueban todas las restricciones de armaduras mínimas de flexión, cortante y geométricas prescritas por la EHE. Dado el procedimiento de cálculo de esfuerzos empleado, las comprobaciones se hacen en los 60 extremos dorsales y frontales de las 30 barras de la modelización. Por otra parte y dado el modelo bidimensional de cálculo empleado, se carece de esfuerzos torsores y de flectores longitudinales. Cuando se conocen, se suele emplear el método de Wood y Armer para obtener los armados de reparto longitudinal. En nuestro caso, las armaduras longitudinales se han dimensionado por mínimos y adoptando valores de armadura longitudinal no menores que un quinto de los armados transversales.

Las zapatas se comprueban a partir de las tensiones obtenidas con las reacciones disponibles en ELS. Se emplea una distribución trapezoidal y triangular si hay despegue, admi-

tiéndose un incremento del 25% en el valor de pico respecto de la tensión admisible. La comprobación de armaduras sigue lo prescrito en la EHE. Al igual que en el alzado se calculan holguras para todas las comprobaciones.

Es importante señalar que este módulo de comprobación no incluye varios estados límite. El ELU de inestabilidad no se comprueba dado que las esbelteces en muros son generalmente inferiores al límite de 35 de la EHE. Tampoco se han incluido los ELU de fatiga, ni los ELS de flechas y de vibraciones. En particular, el ELS de flechas no se ha incluido dado que no hay elementos dañables ni existe una limitación en la normativa de carreteras para ésta y otras tipologías.

3. HEURÍSTICAS EMPLEADAS

Las cuatro heurísticas empleadas en este trabajo son la búsqueda aleatoria, el método del gradiente, la aceptación por umbrales y la cristalización simulada. Las dos primeros métodos son lo que se denomina heurísticas, es decir, métodos que proporcionan buenas soluciones; pero que no convergen al óptimo global. Los dos segundos se denominan metaheurísticas porque son capaces de resolver problemas difíciles de optimización combinatoria y además está comprobado que son aplicables a problemas de optimización de distinta naturaleza.

El primer método empleado es la búsqueda aleatoria o *random walk* [7], que consiste en generar soluciones dando valores aleatorios a las variables del problema. Cada solución se valora y se evalúa para comprobar si verifica las restricciones. El proceso se repite un número prefijado de iteraciones conservando la solución factible de menor coste. El algoritmo es poco inteligente y no alcanza generalmente ningún valor óptimo, pero sirve para explorar el espacio de soluciones y determinar el porcentaje de soluciones factibles respecto del total de generadas. Se programa porque sirve como generador de soluciones factibles que sirvan de partida a otras heurísticas. Los primeros resultados indicaron que el porcentaje de soluciones factibles era sólo del orden del 1%, por lo que se incluyeron algunas horquillas. Las horquillas consisten en acotar algunas variables. Las horquillas empleadas se citan en el siguiente apartado, donde se presentan resultados para un número de 50 a 500000 de iteraciones por este método.

El segundo método empleado es el método del gradiente [7]. Este método requiere una solución factible de partida. A partir de esta solución se aplican movimientos a los valores de las variables. Se entiende por movimiento una variación pequeña en más o en menos de los valores de varias o todas las variables que definen la solución actualizada. Dada una solución, se aplica un movimiento y se obtiene una nueva solución. Esta nueva solución se valora y se evalúa. Si mejora el coste y es factible, se adopta como nueva solución de partida. El proceso se repite hasta que las mejoras se agotan, adoptándose un número máximo de iteraciones sin mejora como criterio de parada. El método mejora los resultados de la búsqueda aleatoria, pero es poco eficiente; ya que es conocido que converge a óptimos locales de los que no es capaz de salir. Se han programado un total de 23 movimientos, 7 libres y 16 coaccionados. Los siete movimientos libres, M01 a M07, han consistido en variar aleatoriamente en más o menos varias variables (1, 2, 4, 8, 12, 20 y 27 variables respectivamente en los movimientos M01 a M07). Y los coaccionados han consistido en relacionar de distintas formas los movimientos de geometría, materiales y armaduras. Estos últimos han resultado menos eficientes que los libres [23] y se omitirán en los resultados del siguiente apartado. Dado que la búsqueda es aleatoria las ejecuciones se repiten 9 veces para obtener valores medios y mínimos de la búsqueda. El interés de programar este método radica en obtener los movimientos más eficientes para centrarse en ellos en las 2 metaheurísticas restantes: la aceptación por umbrales y la cristalización simulada.

Seguidamente, se ha programado la metaheurística de la aceptación por umbrales o *threshold accepting* (TA en adelante), que fue propuesto originalmente por Dueck y Scheuert [21]. En la Figura 4 se representa el diagrama de flujo

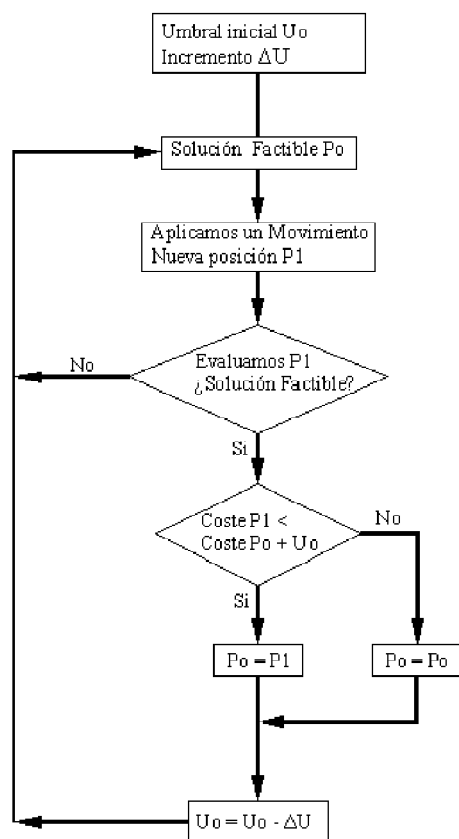


Figura 4. Diagrama de flujo de la aceptación por umbrales.

del algoritmo. Se parte de una solución inicial P_0 y se define un umbral inicial de aceptación de soluciones U_0 . Se da un movimiento a la solución como en el método del gradiente anterior y se valora y evalúa la nueva solución P_1 . La nueva solución se acepta si es factible y si el coste es menor que la anterior o, aunque sea mayor, si el incremento de coste es menor que el umbral que se permite. El umbral inicial de aceptación se va decreciendo hasta que se anula. En cada umbral se permite un número de iteraciones que reciben el nombre de ciclo. El número total de iteraciones se limita a un valor prefijado. El método permite salvar óptimos locales para umbrales altos y gradualmente converge al ir reduciendo a cero el umbral de aceptación. El principal movimiento empleado para este método ha sido el M03 estudiado para el gradiente (variación aleatoria de 4 variables de las 28 del problema), por lo que los resultados del siguiente apartado se darán bajo el nombre de TA3 cuando se emplee este movimiento. El método requiere de calibración para ajustar el umbral inicial, el número de iteraciones y la longitud de los ciclos.

El último método programado es el de la cristalización simulada o *simulated annealing* (SA en adelante), que fue propuesto originalmente por Kirkpatrick y otros [21] para el diseño de circuitos electrónicos. El algoritmo está basado en la analogía de la formación de cristales a partir de masas fundidas a altas temperaturas y dejadas enfriar lentamente. Para altas temperaturas se forman configuraciones de mayor energía que las previas de forma aleatoria y según se enfría la masa se reduce la probabilidad de configuraciones de mayor energía que las previas. El proceso se rige por la expresión de Boltzmann $\exp(-\Delta E/T)$, donde ΔE es el incremento de energía de la nueva configuración y T es la temperatura. A medida que se enfría la masa, se reduce la probabilidad de que se formen configuraciones de mayor energía. El diagrama de flujo del algoritmo se representa en la Figura 5. Se parte de una solu-

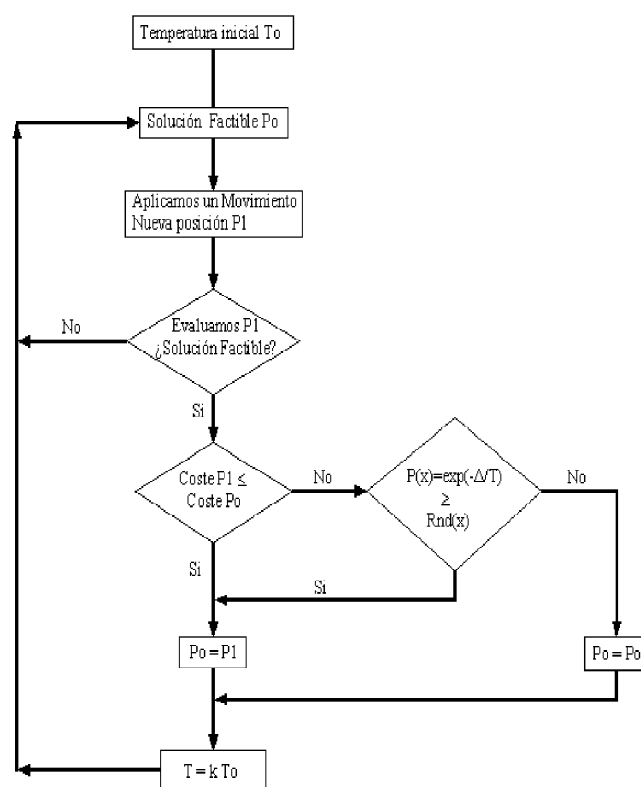


Figura 5. Diagrama de flujo de la cristalización simulada.

ción inicial factible generada aleatoriamente y de una temperatura inicial alta. Se da un movimiento a la solución como en el método del gradiente anterior y se valora y evalúa la nueva solución P_1 . La nueva solución se acepta si es factible y si el coste es menor que la anterior o, aunque sea mayor, si el valor de un número aleatorio de 0 a 1 es menor que $\exp(-\Delta T)$; donde Δ es el incremento de coste y T es la temperatura. La temperatura inicial se va decreciendo geométricamente ($T=kT$) mediante un coeficiente de enfriamiento k . En cada temperatura se permite un número de iteraciones que también reciben el nombre de cadenas de Markov. El número total de iteraciones se limita a un valor prefijado. Al igual que el TA, el SA permite salvar óptimos locales especialmente para temperaturas altas y gradualmente converge al ir reduciendo a cero la temperatura. El movimiento empleado para este método ha sido el M03 estudiado para el gradiente (variación aleatoria de 4 variables de las 28 del problema) por lo que los resultados del siguiente apartado se darán bajo el nombre de SA3. El método requiere de calibración para ajustar la temperatura inicial, el número de iteraciones, la longitud de las cadenas de Markov y el coeficiente de enfriamiento.

4. APLICACIÓN DE LAS BUSQUEDAS HEURISTICAS

Las cuatro heurísticas del apartado anterior se han aplicado a un mismo pórtico 10 m de luz horizontal cuyos parámetros se dan en la Tabla 1, con el objeto de poder comparar la eficiencia de las mismas. La cristalización simulada se ha aplicado también a otro pórtico similar de 15 m de luz horizontal. A continuación se detallan los principales resultados obtenidos.

4.1. Búsqueda aleatoria

Según se ha mencionado anteriormente, los primeros resultados de esta búsqueda daban un porcentaje inferior al 1% de soluciones factibles. Por esta razón, se incluyeron horquillas en algunas variables. Las horquillas consisten en acotar algunas variables en función de otras. Los dos tipos de horquillas programadas han consistido en imponer al menos los mínimos mecánicos de flexión en las variables de armado; y en incluir un máximo de talón y de puntera de las zapatas en función del canto de las mismas. Con estas horquillas el porcentaje de soluciones factibles asciende al 25%.

Los resultados de la búsqueda aleatoria con horquillas se detallan en la Figura 6. Los resultados son para un número de iteraciones de 50, 100, 500, 40000, 100000, 300000 y 500000. La solución más económica tiene un coste de 4285 euros. Obsérvese que con 40000 iteraciones se obtiene una solución de 4399 euros, con un esfuerzo de computación muy inferior (el coste mejora un 2.6% con 12.5 veces de tiempo de computación).

4.2. Método del gradiente

Este método se programa para evaluar los movimientos más eficientes. Se han considerado 23 movimientos, 7 libres y 16

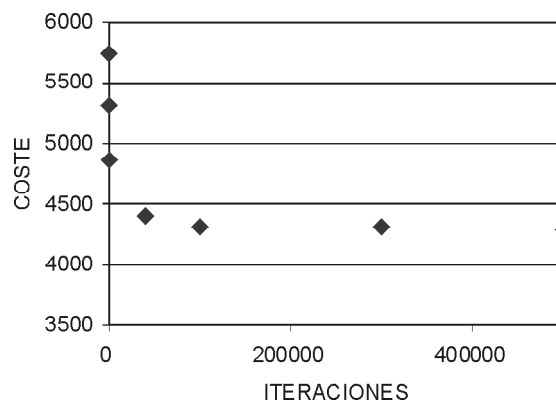


Figura 6. Método random. Variación del coste con el número de iteraciones.

coaccionados [23]. Los siete movimientos libres, M01 a M07, han resultado más eficientes que los coaccionados. Estos movimientos libres han consistido en variar aleatoriamente en más o en menos 1, 2, 4, 8, 12, 20 y 27 variables respectivamente. En todos los casos se ha partido de una misma solución factible inicial obtenida mediante un random de 10 iteraciones y cuyo coste es de 6520 euros. Dado que el procedimiento es aleatorio, los resultados se han repetido 9 veces para obtener resultados medios y mínimos.

Los movimientos más efectivos han resultado ser los M03, M04 y M05 (variación aleatoria de 4, 8 y 12 variables respectivamente). En la Figura 7 se representan los resultados de coste mínimo en función del número de iteraciones para estos 3 movimientos. El mejor resultado tiene un coste de 2785 euros con 50000 iteraciones usando el movimiento M03 (variando 4 variables a la vez aleatoriamente). Consecuentemente, se optó preferentemente por este movimiento M03 para programar las dos metaheurísticas restantes.

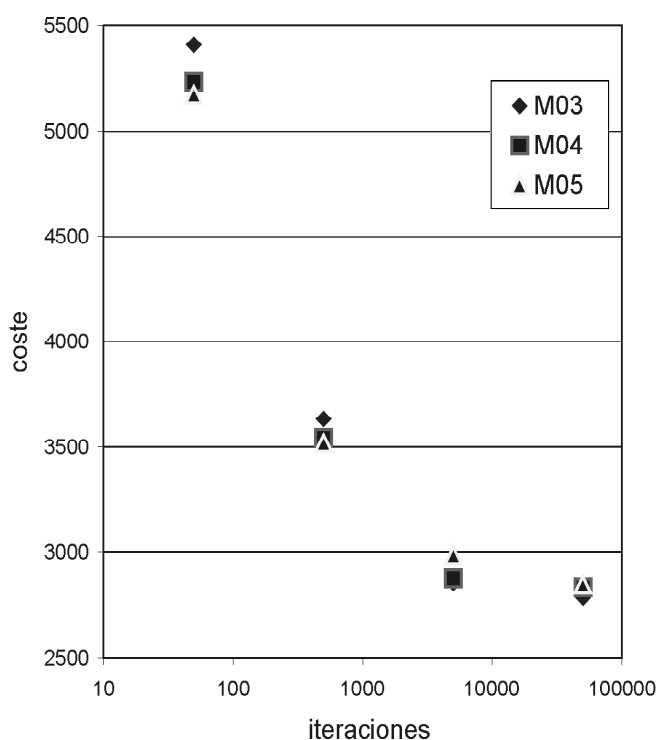


Figura 7. Método del Gradiente. Variación del coste con el número de iteraciones. Movimientos M03, M04 y M05.

4.3. Aceptación por umbrales

El *threshold accepting* (TA) se ha aplicado de nuevo al mismo pórtico de 10 m de luz horizontal objeto de resultados para las dos heurísticas anteriores (parámetros en Tabla 1). Dada su mayor efectividad en el método del gradiente, el método se ha programado con los movimientos M03, M04 y M05 (variación aleatoria de 4, 8 y 12 variables respectivamente), dando lugar a las heurísticas TA3, TA4 y TA5. Según se ha mencionado, el método requiere calibrar el número de iteraciones, el umbral inicial y la longitud de los ciclos. El número de iteraciones se calibró usando el TA3 con un umbral inicial de 100 euros y se estimó en unas 15000 iteraciones. El umbral inicial, se calibró usando el método de Yepes y Medina [10] y se estimó en 10 euros (ver Figura 8). En todos los casos se ha empleado una longitud de ciclos de 1. Consecuentemente, se ha procedido empleando un incremento de umbral de U_0 (umbral inicial) dividido por el número de iteraciones.

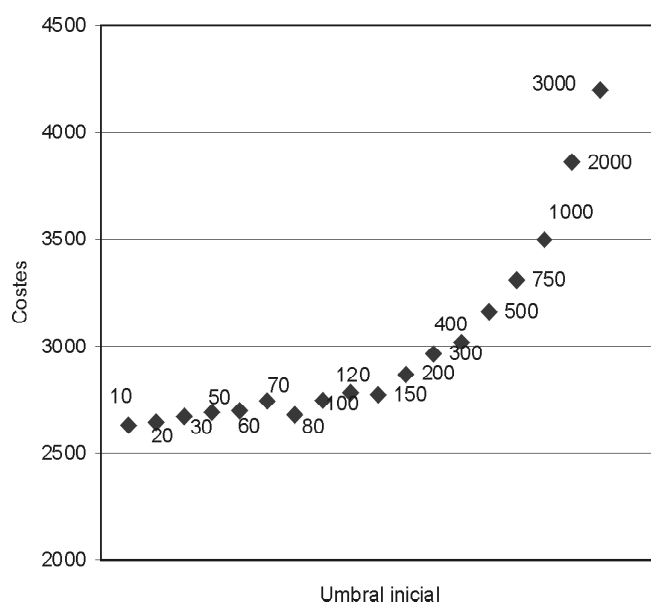


Figura 8. Método umbrales. Variación del coste con el umbral inicial. Método TA3, 15.000 iteraciones.

En la Tabla 3 se reproducen los resultados de costes mínimos y medios de las metaheurísticas TA3, TA4 y TA5, con un umbral inicial de 10 euros y 15 iteraciones. Obsérvese que el mejor resultado es de 2632 euros para la heurística TA3, lo que mejora los resultados de costes con el método del gradiente en un 5.5%). De nuevo los resultados se corresponden con 9 ejecuciones de la heurística, dándose valores medios y mínimos.

Tabla 3. Costes mínimos y medios metaheurísticas TA3, TA4 y TA5. (15.000 iteraciones, umbral inicial = 10 euros)

Tipo Movimiento	TA3	TA4	TA5
Mínimo	2632	2629	2661
Media	2655	2687	2732
Varianza	19.27	66.71	72.48

4.4. Cristalización simulada

Finalmente, el *simulated annealing* (SA) se ha aplicado al mismo pórtico de 10 m de luz horizontal. En vista de los resultados en el método del gradiente y en la aceptación por umbrales, el método se ha programado con los movimientos M03, M04 y M05 (variación aleatoria de 4, 8 y 12 variables respectivamente), dando lugar a las heurísticas SA3, SA4 y SA5. El método requiere calibrar el número de iteraciones, la temperatura inicial, el coeficiente de enfriamiento y la longitud de las cadenas de Markov. El número de iteraciones se calibró usando el SA3 con una temperatura inicial de 100, coeficiente de enfriamiento de 0.85 y longitud de cadenas de Markov de 500 y se estimó en unas 7500 iteraciones. La temperatura inicial, se calibró usando de nuevo el método de Yepes y Medina [10] y se estimó en 100 (ver Figura 9). La longitud de las cadenas de Markov se estimó en 375 iteraciones. Y finalmente, el coeficiente de enfriamiento se calibró en 0.70 (ver Figura 10).

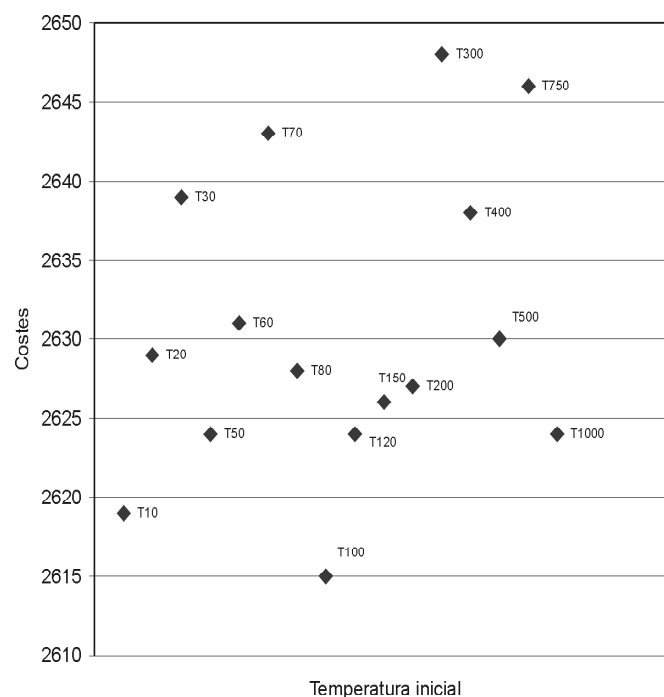


Figura 9. Ajuste temperatura inicial annealing SA3. (7.500 iteraciones)

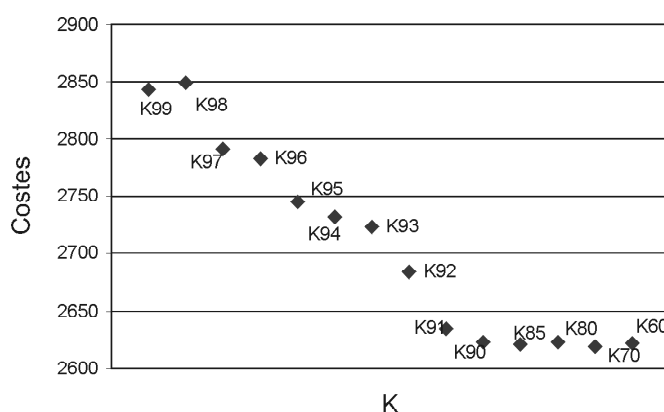


Figura 10. Ajuste coeficiente de enfriamiento, annealing SA3 (7.500 iteraciones).

Tabla 4. Resultados costes annealing SA3, SA4 y SA5 (7.500 iteraciones $T_0 = 100$, $K = 0.70$)

Iteración	SA3	SA4	SA5
1	2822	2803	2895
2	2646	2717	2827
3	2619	2716	2866
4	2649	2890	3061
5	2665	2829	2767
6	2666	2779	2834
7	2722	2691	3014
8	2686	2845	3041
9	2683	2771	2811
Media	2685	2782	2902
Mínimos	2619	2691	2767

En la Tabla 4 se reproducen los resultados de costes mínimos y medios de las metaheurísticas SA3, SA4 y SA5, con los parámetros calibrados según se ha explicado. El mejor resultado es de 2619 euros para la heurística SA3, lo que iguala da resultados similares en costes a los del método de la aceptación por umbrales; pero con la mitad de tiempo de computación. De nuevo los resultados se corresponden con 9 ejecuciones de la heurística, dándose valores medios y mínimos. Las principales variables geométricas, de materiales y de armado de la solución más económica obtenida se resumen en la Tabla 5. Este método SA3 se aplicó finalmente a un pórtico de 15 m de luz horizontal obteniéndose los resultados detallados en la ref. 23.

5. ANALISIS DE RESULTADOS

La Tabla 6 resume los resultados de costes y tiempo de computación de las 4 heurísticas empleadas. (Los tiempos de ejecución son con programación en Visual Basic 6.3 en un ordenador personal con procesador AMD de 1.49 GHz.) Se observa que tanto el método de los umbrales como el de la cristalización simulada dan resultados similares de 2632-2619 euros de coste para la solución más económica. La mejora respecto de los métodos de busca aleatoria y del gradiente es del 63.8 y del 5.5% respectivamente. En tiempos de computación, la cristalización simulada es la más eficiente, con un tiempo de computación de 10.78 horas para las 7500 iteraciones resultado de la calibración del método, lo que resulta 7.7 veces menos tiempo de computación que con el método del gradiente. De los resultados, se concluye que el SA3 (*simulated annealing* con 7500 iteraciones y el movimiento M03), resulta ser la heurística más eficiente de las 4 programadas.

Los resultados de pórtico más económico obtenido se detallan en la Tabla 5. Destaca la esbeltez de las variables geométricas y las cuantías de armado. El espesor del dintel es de 0.375 m, lo que supone un 26.67 de relación canto/luz libre.

Tabla 5. Solución menor coste optimización por annealing (pórtico LH=10.00 m., parámetros tabla 1)

Variables geométricas	
Espesor dintel	0.375 m
Espesor muro	0.400 m
Canto zapata	0.400 m
Puntera zapata	0.950 m
Tacón zapata	0.750 m
Variables hormigones	
Hormigón dintel	HA-25
Hormigón muro	HA-25
Hormigón zapata	HA-25
Armaduras principales	
A. positivos flexión dintel	10Ø20 / m
A. negativos base dintel	15Ø12 / m
A. negativos refuerzo esquina	15Ø12 / m
A. negativos base muro	8Ø16 / m
A. positivos muro	12Ø8 / m
A. puntera zapata	10Ø16 / m
A. tacón zapata	12Ø10 / m
A. cortante esquina dintel	12.06 cm ² / m
A. cortante zapata	9.05 cm ² / m

Tabla 6. Comparación costes y tiempos de ejecución de las cuatro heurísticas

	Horas	Coste
SA3	10.764	2.619
TA3	24.951	2.632
M03	83.385	2.785
RND	116.739	4.311

Y el espesor del muro es de 0.40 m, un quinceavo de la altura libre. Los armados del dintel son de 10Ø20/m en positivos (cuantía geométrica del 8.4‰) y 30Ø12/m en negativos (cuantía geométrica del 9.0‰, incluye armadura base y refuerzo de esquina). Los armados del muro son de 12Ø8/m en positivos y 8Ø16 en negativos. La zapata tiene un canto de 0.40 m, una puntera de 0.95 m y un talón de 0.75 m. Los armados principales de la zapata son de 10Ø16/m en puntera y 12Ø10 en talón. En todos los elementos el hormigón elegido es HA-25, lo que coincide con la práctica habitual en el proyecto de estos pórticos.

Dada la gran esbeltez del dintel, se ha procedido a comprobar si verifican las flechas del pórtico obtenido. Se han recalculado manualmente, obteniéndose unas flecha en la combinación casipermanente de 21.24 mm, lo que supone un 1/470

de la luz horizontal libre. La flecha para la combinación poco frecuente (100% del tren de cargas) es de 51.03 mm, un 1/195 de la luz. La normativa española deja a juicio del proyectista la limitación de flecha. Si consideramos la limitación general del Eurocódigo 2 [24] de 1/250 de la luz para las cargas casi-permanentes, entonces la estructura parece aceptable en cuanto a flechas. No obstante, la flecha de la combinación poco frecuente parece elevada.

En lo que respecta al ELS vibraciones, se han calculado las frecuencias naturales de la solución, tanto por vibraciones horizontales como verticales, en la hipótesis de pórtico exento y con EI brutas. La frecuencia natural de vibraciones horizontales resulta ser de 4.16 Hz y la de verticales de 9.04 Hz. El valor de las horizontales aunque bajo no parece preocupante, dado que la estructura está arriostrada horizontalmente por las tierras del relleno. Sin embargo, hay que señalar que se carece de normativa que limite estas frecuencias.

Más importante que los ELS de flechas y vibraciones ha resultado el ELU de fatiga, que tampoco estaba incluido en las restricciones del módulo de comprobación estructural empleado. En este caso, la IAP prescribe un tren de 390 kN similar al carro con un coeficiente de impacto de 1.2. La comprobación manual de este ELU en la sección de positivos del dintel, indica que los incrementos de tensión en hormigón y armaduras son de 7.32 MPa y de 124.8 MPa. Tal incremento es aceptable en las pasivas si consideramos la limitación de 150 MPa de la EHE. Sin embargo, la variación de tensiones en el hormigón no verifica las prescripciones del Código Modelo 1990 [25], dado que el número de ciclos admisible es de 490907, inferior al millón de ciclos exigible.

6. CONCLUSIONES

En vista de lo expuesto anteriormente, cabe señalar las siguientes conclusiones:

- La generación aleatoria de soluciones no es eficaz, dado que sólo un 1% de las soluciones resultan factibles. El empleo de horquillas, sobre todo de cuantías mecánicas mínimas para los armados, eleva el número de soluciones factibles al 25%.
- Los mejores movimientos estudiados han resultado ser los M03, M04 y M05, consistentes en variar aleatoriamente 4, 8 y 12 de un total de 28 variables del pórtico. De estos 3, el M03 ha resultado ser a su vez el más eficiente.
- En la comparación de las 4 heurísticas empleadas, la más eficaz ha resultado ser el *simulated annealing* SA3 con 7500 iteraciones, temperatura inicial de 100, cadenas de Markov de 375 y coeficiente de enfriamiento de 0.70.
- Las soluciones estructurales han resultado ser muy esbeltas. Se concluye que es preciso incluir restricciones de flechas, vibraciones y de fatiga en futuros trabajos de optimización.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Hernández S., “Métodos de diseño óptimo de estructuras”, Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, C. Seínor 8, 402 pp, ISBN 843800038X, 1990.
- [2] Goberna M.A., Jornet V. y Puente R., “Optimización lineal. Teoría, métodos y modelos.”, Ed. McGraw-Hill, 329 pp, ISBN 8448140729, 2004.
- [3] Torrano Mtez. M.S., “Diseño óptimo de secciones y elementos estructurales de hormigón armado”, tesis doctoral, Dpto. Estructuras y Construcción, Un. Politécnica Cartagena, 215 pp, 2003.
- [4] Moragues J.J., “Diseño óptimo de estructuras aporticadas de hormigón armado”, tesis doctoral, ETSI Caminos Valencia, Universidad Politécnica de Valencia, 1980.
- [5] Gasch M., “Optimización de estructuras de forjados reticulares”, tesis doctoral, Dpto. Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Universidad Politécnica de Valencia, 1991.
- [6] Jones M.T., “Artificial intelligence application programming”, Ed. Charles River Media, 363 pp, ISBN 1584502789, 2003.
- [7] Diaz A., Glover F., Ghaziri H.M., González J.L., Laguna M., Moscazo P., Tseng F.T., “Optimización heurística y redes neuronales”, Ed. Paraninfo, 235 pp, Madrid 1996, ISBN 8428322694.
- [8] Holland J.H., “Adaptation in natural and artificial systems”, Ed. University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
- [9] Goldberg, “Genetic algorithms in search, optimization and machine learning”, Ed. Addison-Wesley, 412 pp, ISBN 0201157675, 1989.
- [10] Yepes V., “Optimización heurística económica aplicada a las redes de transporte del tipo VRPTW”, tesis doctoral, 352 pp, Departamento de Ingeniería del Transporte, Universidad Politécnica de Valencia. Mayo 2002.
- [11] Jenkins W.M., “Structural optimization with the genetic algorithm”, The Structural Engineer, Vol. 69, No. 24/17, pp 418-422, December 1991.
- [12] Jenkins W.M., “Plane Frame Optimum Design Environment Based on Genetic Algorithm”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 3103-3112, November 1992.
- [13] Rajeev S. and Krishnamoorthy C.S., “Discrete optimization of structures using genetic algorithms”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, pp. 1233-1250, May 1992.
- [14] Rath D.P., Ahlawat A.S. and Ramaswamy A., “Shape Optimization of RC Flexural Members”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 12, pp 1439-1446, December 1999.
- [15] Hrstka O., Kucerova A., Leps M. and Zeman J., “A competitive comparison of different types of evolutionary algorithms”. Computers and Structures, Vol. 81, pp 1979-1990, 2003.
- [16] Leps M. and Sejnoha M., “New approach to optimization of reinforced concrete beams”. Computers and Structures, Vol. 81, pp 1957-1966, 2003.
- [17] Lee C. and Ahn J., “Flexural Design Reinforced Concrete Frames by Genetic Algorithm”, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 6, pp 762-774, June 2003.

[18] Camp C.V., Pezeshk S. and Hansson H., "Flexural Design Reinforced Concrete Frames Using a Genetic Algorithm". Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 1, January 2003.

[19] M. Fomento, "EHE-98. Instrucción de hormigón estructural", Ed. M.Fomento, 470 pp, RD 2661/1998.

[20] M. Fomento, "IAP-98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", Ed. M.Fomento, 79 pp, OM 12 febrero 1998.

[21] Dueck G. and Scheuert T., "Threshold accepting: A general purpose optimization algorithm superior to simulated annealing", Journal of Computation Physics, 161-175, 1990.

[22] Kirkpatrick S., Gelatt C.D. and Vecchi M.P., "Optimization by simulated annealing", Science, Vol. 220, No. 4598, pp 671-680, May 1983.

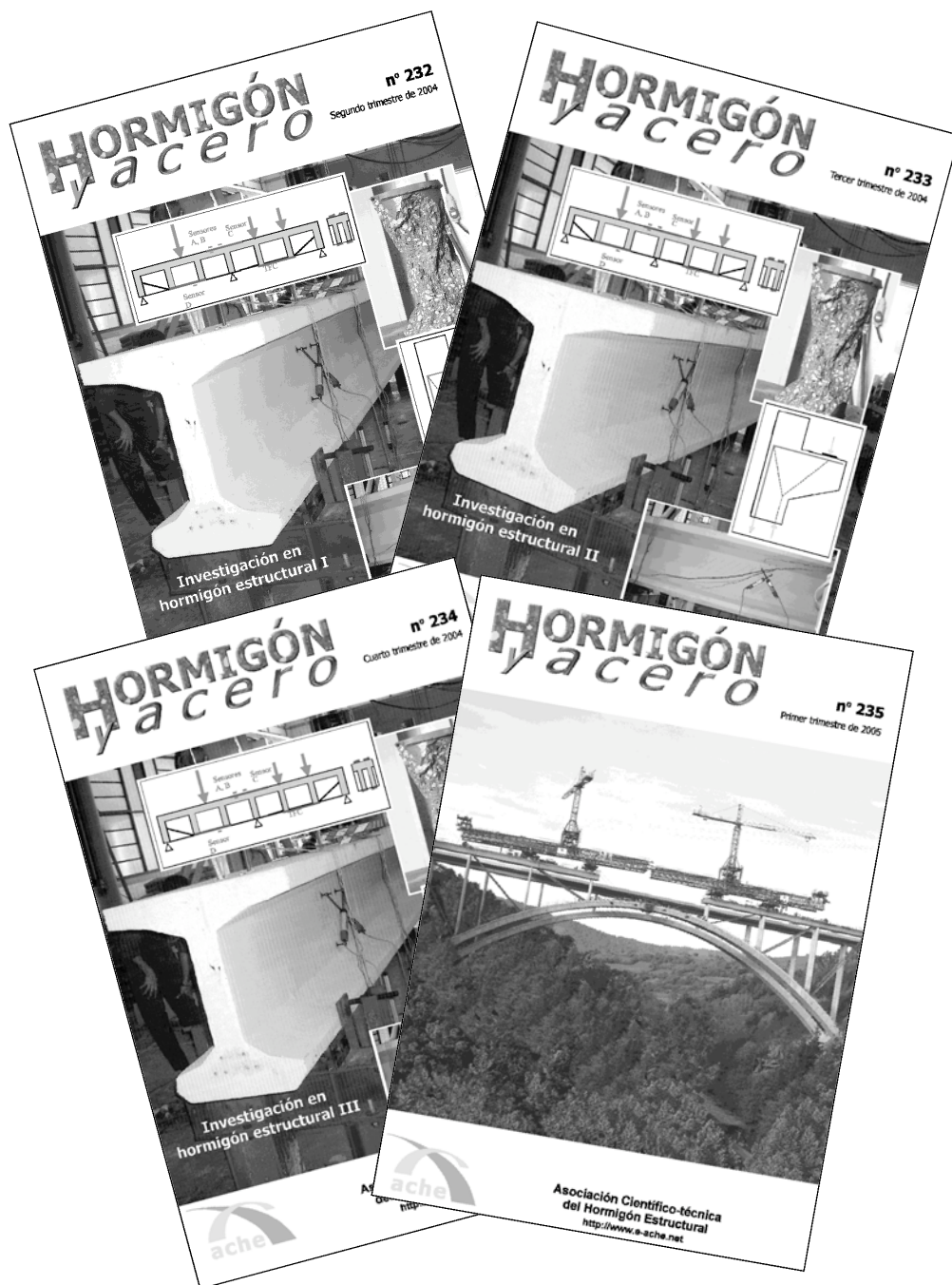
[23] Carrera M., "Optimización heurística de pórticos de paso de carretera", trabajo investigación CST/GPRC-02, 205 pp, Dpto. Ingeniería Construcción, Universidad Politécnica Valencia, abril 2004.

[24] CEN, "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación", Ed. AENOR, 213 pp, 1991.

[25] CEB, "CEB-FIP Model Code 1990", Ed. Thomas Telford, 437 pp, 1991.

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



Base de datos de artículos
publicados en números
anteriores disponible en:

<http://www.e-ache.net>

Cristalización simulada aplicada a la optimización económica de muros ménsula de contención de hormigón armado

A simulated annealing approach to the economic optimization of reinforced concrete cantilever retaining walls

♦
Julián Alcalá González

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Miguel Ángel Carrera Hueso

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Fernando González Vidosa

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

♦
Víctor Yepes Piqueras

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Construcción. UPV

RESUMEN

Se presenta un algoritmo de optimización económica basado en la cristalización simulada aplicado al diseño de muros de contención de tierras de hormigón armado. Cada solución, caracterizada por 26 variables de diseño, se comprueba para evitar el fallo por vuelco y deslizamiento, por agotamiento de la capacidad portante del terreno de cimentación y por fallos en el comportamiento del material. Los resultados muestran cómo la inteligencia artificial conduce a mayores o menores punteras y talones según la capacidad resistente del suelo; y también conduce hacia soluciones que emplean el hormigón de menor resistencia característica permitida y las armaduras del mayor límite elástico. Sin embargo, las excesivas esbelteces en los muros optimizados sugieren la necesidad de comprobar estados límites que generalmente no se consideran como, por ejemplo, el estado límite de deformaciones.

SUMMARY

This paper presents an algorithm based on simulated annealing applied to the economical optimization of retaining RC walls. Solutions, based on 26 design variables, are checked against failure due to overturning, sliding, excessive stresses on the foundation and material strength compliance. Results show that the artificial intelligence algorithm finds relations between the footing dimensions and the permissible bearing stress. It also leads to solutions that use the minimum concrete strength and the maximum steel strength. However, excessive

slenderness of the optimized walls indicates the necessity of including in the analysis limit states that are usually ignored, e.g. the limit state of deflections.

1. INTRODUCCIÓN

Los muros ménsula de hormigón armado para el sostenimiento de rellenos de tierra constituyen una de las estructuras más comúnmente utilizadas en las obras civiles y en la edificación. El proyecto de estos elementos de contención constituye un problema de interacción entre el suelo y la estructura cuya finalidad consiste en retener un material de forma suficientemente segura y económica.

El método empleado habitualmente en el proyecto de estructuras requiere la validación de un diseño inicial que se modifica sucesivamente hasta cumplir con todas las condiciones requeridas; y cuya mejora posterior depende de la experiencia del proyectista. Este procedimiento es el utilizado habitualmente en el proyecto de muros, si bien el empleo de reglas prácticas o tablas ha facilitado el predimensionamiento estructural [1, 2]. Sin embargo, una estructura no sólo debe ser eficaz al cumplir los requisitos de seguridad y funcionalidad exigibles, sino que además debe ser eficiente, es decir, construirse al menor coste posible. Sarma y Adeli [3] aportan una extensa revisión de artículos sobre la optimización económica de estructuras de hormigón.

La optimización de una función condicionada puede resolverse en algunas ocasiones de forma eficiente con métodos de resolución exactos, capaces de proporcionar el mejor conjunto

posible de valores de las variables de diseño. Saribas y Erbatır [4] emplean la programación condicionada no lineal para minimizar el coste de un muro ménsula restringiendo el problema a siete variables de decisión, cuatro geométricas y tres cuantías mecánicas de armado.

Sin embargo, las combinaciones posibles de los valores de las variables independientes que definen una estructura de hormigón crecen exponencialmente con el número de elementos que la integran. Esta circunstancia provoca que los algoritmos de optimización exactos no resuelvan el problema en un tiempo de cálculo razonable. En estos casos existen procedimientos que normalmente emulan estrategias eficientes empleadas por la Naturaleza y utilizados en la inteligencia artificial, (evolución biológica, funcionamiento del cerebro, comportamiento de los insectos, mecánica estadística, etc.), que proporcionan soluciones satisfactorias. Yepes [5] aporta una revisión y una clasificación de estas técnicas de optimización aproximada.

La cristalización simulada “Simulated Annealing” (SA) constituye una de las estrategias a las que se recurre en la resolución de los problemas de optimización condicionada. Kirkpatrick et al. [6] y Černý [7] propusieron de forma independiente esta técnica inspirándose en los trabajos sobre Mecánica Estadística de Metrópolis et al. [8]. La energía de un sistema termodinámico se compara con la función de coste evaluada para una solución admisible de un problema de optimización. El acceso de un estado a otro de menor energía se alcanza reduciendo lentamente un parámetro de control al que se denomina temperatura. El algoritmo converge estadísticamente a la solución óptima con independencia de la solución inicial. En cualquier caso, SA proporciona generalmente soluciones valiosas, aunque no informa si ha llegado al óptimo global. La teoría y algunas aplicaciones de esta técnica pueden consultarse en Van Laarhoven y Aarts [9].

Lepš y Šejnoha [10] emplean la ayuda de SA para minimizar el coste de vigas de hormigón armado. Ceranic et al. [11] aplicaron específicamente SA para el diseño de mínimo coste de muros ménsula de hormigón armado, donde las variables de diseño son únicamente siete dimensiones geométricas del muro; y los costes se reducen al del hormigón, el de la ferralla y el del encofrado.

El artículo se estructura de la siguiente forma. Primero se define el problema de optimización del muro basándose en 26 variables de decisión; seguidamente se describe la versión de la cristalización simulada propuesta y se comprueba la eficacia del algoritmo en el proyecto de seis muros de referencia; finalmente se aportan algunas conclusiones extraídas de la ejecución del algoritmo.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN

2.1. Parámetros y variables de proyecto

Un muro ménsula de contención consiste en una estructura, normalmente de hormigón armado, capaz de soportar los empujes que le producen unos rellenos de tierras. El empuje es soportado por una superficie estable gracias a la acción del

peso de la estructura y del relleno que gravita sobre ella. El alzado del muro se encuentra empotrado a la zapata de cimentación, que distribuye los esfuerzos sobre el terreno. En la Figura 1 se muestran los elementos constituyentes de la tipología del muro objeto de optimización económica.

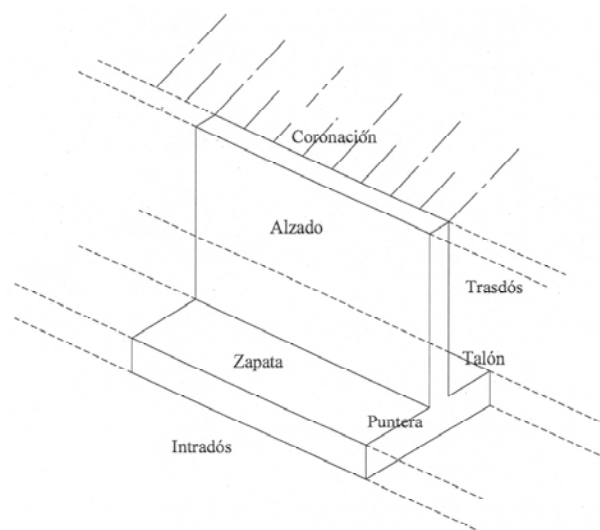


Figura 1. Elementos constituyentes del muro objeto de optimización económica.

En la Tabla 1 se recogen los datos necesarios para proyectar el muro, tanto en lo referente a la geometría como a las cargas, parámetros geotécnicos, coeficientes de seguridad y grados de exposición de la estructura. En la Figura 2 se representan los parámetros geométricos y la sobrecarga del trasdós.

Por razones económicas y de facilidad de construcción no se consideran alzados ni cimentaciones de sección variable, ni tampoco la presencia de tacón en la cimentación.

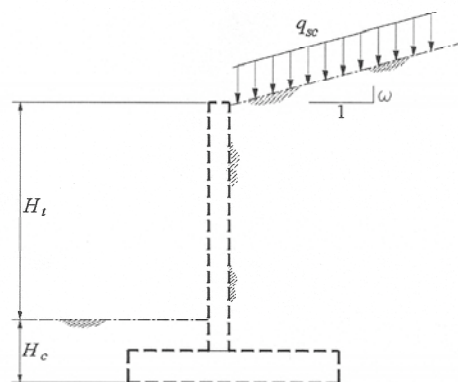


Figura 2. Representación de los parámetros geométricos y de sobrecarga del trasdós.

Cada solución queda completamente definida por sus 26 variables de geometría, de materiales empleados y de cuantías y disposiciones de armaduras (ver Tabla 2). Las variables geométricas y las relativas a las armaduras se representan en las Figuras 3 y 4, respectivamente.

Tabla 1. Datos paramétricos necesarios para el proyecto del muro

Parámetros geométricos	
H_t	Desnivel de tierras a contener [m].
H_c	Profundidad del plano de cimentación [m].
Ω	Pendiente de la coronación del relleno de trasdós.
Parámetros relativos a cargas y parámetros geotécnicos	
q_{sc}	Sobrecarga sobre la coronación del trasdós [kN/m ²]
γ_{ap}	Peso específico aparente del relleno del trasdós [t/m ³]
ϕ	Ángulo de rozamiento interno del material de relleno [grados sexagesimales].
δ	Ángulo de rozamiento del material de relleno con el hormigón del trasdós [grados sexagesimales].
M	Coefficiente de rozamiento del material de la cimentación con la zapata.
σ_{adm}	Tensión admisible del terreno de cimentación [kp/cm ²].
θ	Coefficiente reductor del empuje pasivo.
Parámetros relativos a los coeficientes de seguridad exigidos a la estructura	
Γ_{sv}	Coefficiente de seguridad a vuelco.
Γ_{sd}	Coefficiente de seguridad a deslizamiento.
CTR	Nivel de control de ejecución [normal o intenso].
γ_c	Coefficiente de seguridad del hormigón en estado límite último.
γ_s	Coefficiente de seguridad del acero en estado límite último.
Parámetros relativos al grado de exposición de la estructura	
A_{alz}	Tipo de ambiente en el alzado.
A_{cim}	Tipo de ambiente en la zapata.

Tabla 2. Variables para la definición del muro.

Variables geométricas	
b	Espesor del alzado [m].
p	Longitud de la puntera de la zapata [m].
t	Longitud del talón de la zapata [m].
c	Espesor de la zapata [m].
Variables relativas a los materiales	
$f_{ck,alz}$	Resistencia característica del hormigón en el alzado [N/mm ²].
$f_{ck,cim}$	Resistencia característica del hormigón en la zapata [N/mm ²].
$f_{yk,alz}$	Límite elástico del acero en el alzado [N/mm ²].
$f_{yk,cim}$	Límite elástico del acero en la zapata [N/mm ²].
Variables relativas a la armadura	
A_1	Cuantía de armadura vertical en trasdós del alzado [cm ² /m].
A_2	Cuantía de armadura vertical en primer refuerzo del trasdós del alzado [cm ² /m].
A_3	Cuantía de armadura vertical en segundo refuerzo del trasdós del alzado [cm ² /m].
A_4	Cuantía de armadura vertical en intradós del alzado [cm ² /m].
A_5	Cuantía de armadura horizontal en trasdós del alzado [cm ² /m].
A_6	Cuantía de armadura horizontal en intradós del alzado [cm ² /m].
A_7	Cuantía de armadura de cortante en alzado [cm ² /m ²].
A_8	Cuantía de armadura transversal inferior de zapata [cm ² /m].
A_9	Cuantía de armadura transversal en refuerzo inferior de zapata [cm ² /m].
A_{10}	Cuantía de armadura transversal superior de zapata [cm ² /m].
A_{11}	Cuantía de armadura transversal en refuerzo superior de zapata [cm ² /m].
A_{12}	Cuantía de armadura longitudinal de zapata [cm ² /m].
A_{13}	Cuantía de armadura de cortante en cara zapata [cm ² /m ²].
L_1	Longitud del primer refuerzo del trasdós del alzado [m].
L_2	Longitud del segundo refuerzo del trasdós del alzado [m].
L_3	Longitud de la zona armada a cortante [m].
L_4	Longitud del refuerzo de la armadura transversal en la cara inferior de la zapata [m].
L_5	Longitud del refuerzo de la armadura transversal en la cara superior de la zapata [m].

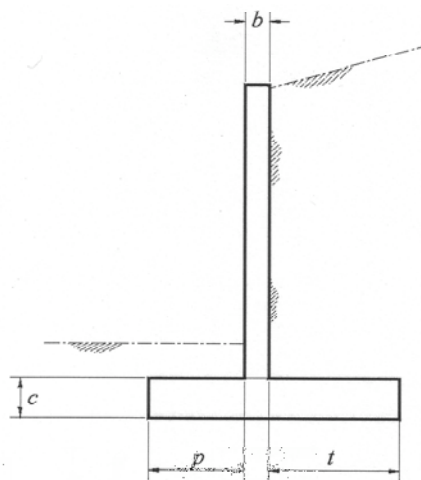


Figura 3. Representación de las variables geométricas.

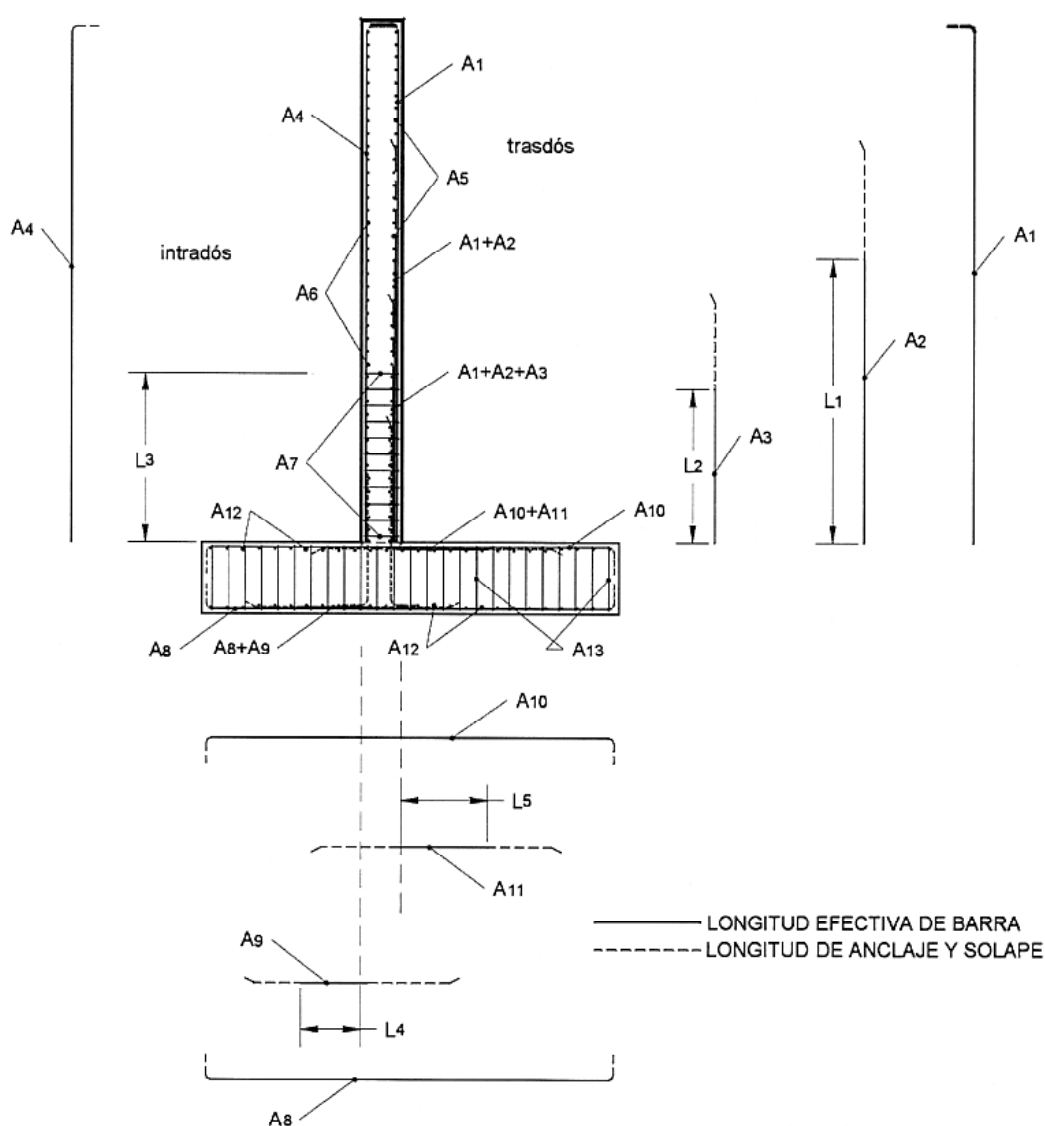


Figura 4. Representación de las variables relativas a la armadura del muro.

2.2. Comprobación del muro

El artículo se centra en los muros que contienen terraplenes de obras viarias. Tanto la estructura como el relleno del terra-

plén se ejecutan "in situ". La zapata presenta un plano horizontal de cimentación (sección constante) y no dispone de tación. El espesor del alzado se mantiene constante. No se considera la posibilidad de un nivel freático actuando sobre el

muro ni supresiones bajo la cimentación. Se admite que existe un terreno con capacidad portante suficiente. No se consideran las acciones sísmicas y sí una sobrecarga única repartida sobre la superficie de la coronación del trasdós en una longitud infinita. Estas hipótesis no modifican la metodología de la optimización presentada.

Cada combinación de las 26 variables que define una solución debe comprobarse para validar su diseño. El muro puede fallar por vuelco y deslizamiento, por agotamiento de la capacidad portante del terreno de cimentación y por fallos en el comportamiento estructural. La normativa no establece limitaciones de flecha para este tipo de estructuras, quedando la comprobación de este estado límite a juicio del proyectista. En este trabajo se ha optado por optimizar los muros sin limitación de flecha, y limitando la flecha total (instantánea más diferida) a 1/150 de la altura del alzado del muro, obtenida con la formulación de la Instrucción EHE [14].

No se consideran otro tipo de mecanismos de fallo como la rotura por deslizamiento profundo del terreno que dependerá de consideraciones geotécnicas que escapan a los objetivos del artículo.

La magnitud de los empujes del terreno sobre el paramento que lo contiene depende de la deformabilidad de éste. En los muros ménsula el terreno ejerce sobre el alzado el denominado empuje activo, al tratarse de estructuras con suficiente deformabilidad. La obtención de estos empujes puede realizarse con el modelo de Coulomb, recogido en la Norma Básica de Edificación NBE-AE-88 [12] admitiendo que el terreno es granular, suficientemente drenado y que la coronación del relleno es un plano. Por otra parte, en el terreno frente a la puntera se moviliza un empuje pasivo trapezoidal que actúa sobre el canto de la zapata, oponiéndose al movimiento de la estructura. Su evaluación se ha realizado según la teoría de Rankine para materiales granulares sin cohesión [2]. El conjunto de fuerzas que actúan sobre el muro se muestra en la Figura 5.

La comprobación de las tensiones sobre el terreno de cimentación en condiciones de servicio se realiza considerando una distribución rectangular [13]. Sin embargo, la incertidumbre en la determinación de ángulo de rozamiento interno del material de relleno puede provocar un incremento no despreciable del empuje sobre el muro. Se ha comprobado además, según propone Calavera [2], que un incremento del 50% en los empujes no supera en dos veces la presión admisible del terreno.

En cuanto al muro, como estructura de hormigón armado, se ha comprobado según la Instrucción EHE con los estados límites últimos de flexión y de cortante, así como el estado límite de servicio de fisuración. La única salvedad ha consistido en considerar un coeficiente de 1.50 para la mayoración del empuje del terreno incluso para el control intenso de ejecución, tal y como establece la vigente instrucción IAP [15] de acciones en puentes de carretera. Asimismo se han considerado las cuantías mínimas establecidas en la Instrucción EHE.

2.3. Función de coste

El coste directo por metro lineal de muro se evalúa mediante la suma de los productos de los precios unitarios de las unidades de obra por sus mediciones. Las unidades de obra son consecuencia del proceso constructivo previsto para la ejecución del muro, el cual consta de las siguientes actividades:

- Excavación para la ejecución de la cimentación, hasta alcanzar la cota prevista del plano de cimentación.
- Vertido de una capa de hormigón de limpieza y nivelación.
- Colocación de la ferralla de la zapata, incluidas las espigas del alzado.
- Colocación del encofrado de la zapata.
- Vertido y vibrado del hormigón de la zapata.

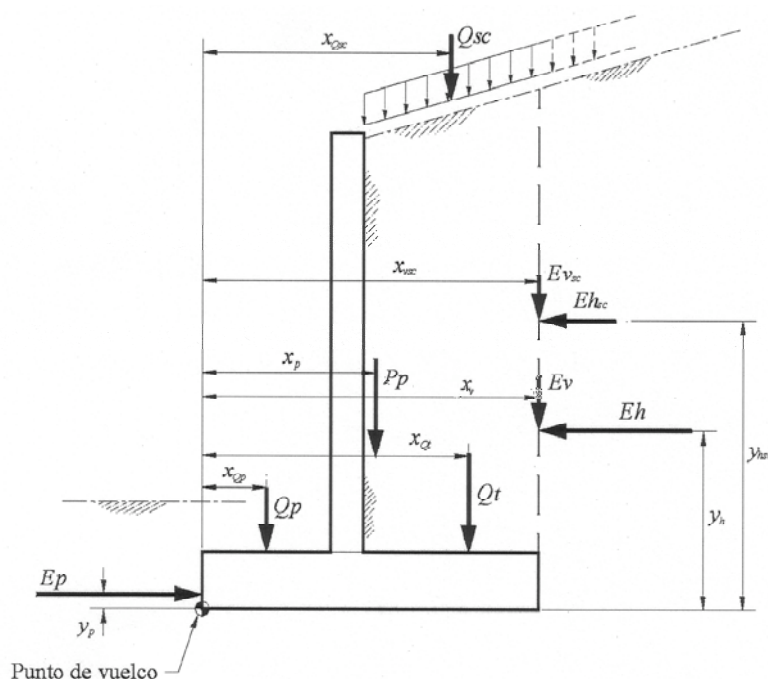


Figura 5. Fuerzas actuantes sobre el muro.

- Desencofrado de la zapata.
- Colocación de la ferralla del alzado.
- Colocación del encofrado del alzado.
- Vertido y vibrado del hormigón del alzado.
- Desencofrado del alzado.
- Colocación de los elementos de drenaje del trasdós.
- Extendido y compactación de los rellenos del trasdós y del intradós.

Los costes unitarios incluyen los costes de la mano de obra, materiales, medios auxiliares y los costes indirectos. La unidad de excavación incluye los costes de las operaciones de excavación, carga, transporte a vertedero y hormigón de limpieza. El coste de los encofrados comprende su colocación, sujeción y la retirada tras el fraguado del hormigón. El coste de la ferralla incluye el material, su elaboración, su transporte a obra y su colocación. El coste del hormigón incluye los costes de los materiales, la fabricación, la colocación, el vibrado y el curado. Finalmente, la unidad de rellenos comprende la preparación del material, su transporte, el extendido por tongadas y la compactación. No se incluyen unidades comunes que sean independientes de la geometría del muro por no introducir diferencias en la comparación de los costes de las diversas soluciones (drenajes, taludes de excavación y relleno, juntas, etc.). Los costes unitarios considerados en este trabajo se detallan en la Tabla 6.

3. PROCEDIMIENTO DEL ALGORITMO DE CRISTALIZACIÓN SIMULADA

3.1. Generación de una solución inicial factible

El algoritmo SA precisa una solución inicial factible que se genera eligiendo para cada una de las variables que definen el muro, un valor aleatorio de una horquilla definida previa-

mente. Una vez definida la solución se comprueba el cumplimiento de todas las restricciones de diseño. El proceso se repite hasta encontrar la primera solución factible. En la Tabla 3 se recogen las horquillas empleadas en este trabajo para la generación aleatoria de muros. Aproximadamente la cuarta parte de las soluciones generadas son factibles.

3.2. Definición del movimiento de una solución

Un muro puede modificarse en otro cambiando los valores de las variables que lo definen. Dicha operación se denomina movimiento y define para cada solución un entorno que es el conjunto de soluciones a las que se puede llegar con él. Puede trazarse de esta forma una trayectoria de búsqueda por entornos estableciendo estrategias de aceptación de la nueva solución respecto a la que se encuentra en curso. El movimiento debe ser lo suficientemente pequeño como para que la nueva solución mantenga cierta información de la solución previa y evitar una búsqueda aleatoria por el espacio de soluciones.

Tras ensayar diversos movimientos [16] se propone perturbar simultáneamente 16 variables elegidas al azar de entre las 26 que definen el muro (ver Tabla 2). Las variables continuas modifican su valor de forma aleatoria dentro de un intervalo de variación definido en la Tabla 4. Las variables discretas que indican el tipo de hormigón y del acero pueden, de forma equiprobable, mantenerse, incrementarse o disminuirse en un escalón.

3.3. Criterio de aceptación de una nueva solución

La aceptación de un muro de menor coste detiene la trayectoria de búsqueda en un óptimo local. Para evitar los óptimos locales de baja calidad, SA acepta soluciones de peor calidad con una probabilidad que decrece con la cercanía al óptimo global. Así, si llamamos Δ al incremento en el coste del muro

Tabla 3. Horquillas para la generación aleatoria de muros

Variables	Límite inferior	Límite superior
b	$(H_t + H_c) / 12$	$(H_t + H_c) / 6$
B (base)	$0.4(H_t + H_c)$	$0.9(H_t + H_c)$
E (excent.)	b/2	Base-b/2
c	0.9 b	1.4 b
$f_{ck,alz}$, $f_{ck,cim}$	[25, 30, 35, 40, 45, 50]	
$f_{yk,alz}$, $f_{yk,cim}$	[400, 500]	
A_1 , A_8 y A_{10}	0.1 b	0.4 b
A_2 y A_3	0-0.1 b	0.4 b
A_4 , A_5 , A_6 y A_{12}	0.05 b	0.1 b
A_7 y A_{13}	0-0.1 b	0.4 b
A_9 y A_{11}	0-0.1 c	0.4 c
L_1	$(H_t + H_c - c)/3.5$	$(H_t + H_c + c)/2$
L_2	$(H_t + H_c + c)/5$	$(H_t + H_c + c)/3.5$
L_3	$(H_t + H_c + c)/5$	$(H_t + H_c + c)/3$
L_4 y L_5	0.4 (p + b + t)	0.6 (p + b + t)

Tabla 4. Límites máximos de variación de las variables continuas

Variable	Intervalo máximo de variación
b	$\pm 2 \text{ cm}$
B (base)	$\pm 5 \text{ cm}$
E (excent.)	$\pm 5 \text{ cm}$
c	$\pm 2 \text{ cm}$
A_1 a A_{13}	$\pm 5 \text{ cm}^2$
L_1 a L_5	$\pm 5 \text{ cm}$

candidato y el actual, la probabilidad P de aceptar la nueva solución dada una temperatura T_k se calcula como:

$$P = \exp(-\Delta/T_k) \quad (1)$$

El parámetro de control, la temperatura T_k , se mantiene constante para un número definido de movimientos denominado como cadena de Markov, tras el cual se produce un enfriamiento y continúa la búsqueda con una nueva cadena.

3.4. Temperatura inicial

Una temperatura inicial pequeña reduce el tamaño de la región de búsqueda del espacio de soluciones, lo cual implica una dependencia del algoritmo SA de la solución inicial. Por contra, si dicho parámetro es demasiado alto, el algoritmo pierde eficiencia al consumir mayor tiempo de cálculo.

Medina [17] plantea una temperatura inicial arbitraria T_0 , que se valida si el porcentaje de soluciones aceptadas es adecuado tras un número de movimientos consecutivos. T_0 se dobla si la probabilidad de aceptación es baja y se reduce a la mitad en caso contrario, repitiéndose el proceso hasta llegar a una temperatura inicial adecuada.

El algoritmo propuesto emplea una T_0 equivalente al coste de la primera solución factible dividida por 80, 100 movimientos consecutivos y un intervalo de aceptación de un 20% a un 40%. Además, la solución inicial no se actualiza durante el proceso de ajuste.

3.5. Velocidad de enfriamiento

La temperatura desciende paulatinamente en cada cadena de Markov para disminuir la probabilidad en la elección de soluciones de mayor coste. Si la cadena es larga y el enfriamiento lento aumenta la probabilidad de alcanzar una solución satisfactoria. Por tanto, la eficiencia del algoritmo depende de una adecuada combinación entre la longitud de la cadena y la velocidad de enfriamiento.

En este trabajo se ha considerado un decrecimiento geométrico, pues presenta la ventaja de prolongar la fase final de la búsqueda con temperaturas bajas, intensificando la explora-

ción en el entorno del óptimo local. Si llamamos r al parámetro correspondiente, entonces:

$$T_{i+1} = r \cdot T_i \quad i = 0, 1 \dots n \quad (2)$$

Tras algunos ensayos, se ha considerado en este trabajo un parámetro $r=0.8$ y 1000 movimientos como longitud de la cadena de Markov.

3.6. Criterio de parada

La anulación de la temperatura no puede emplearse como criterio de parada de la cristalización simulada en el caso un enfriamiento geométrico de la temperatura. En estos casos se podría interrumpir la búsqueda cuando se alcanza una temperatura mínima, o bien ha transcurrido un número determinado de cadenas de Markov. El algoritmo propuesto se detiene cuando no se mejora la solución en curso tras aplicar los movimientos requeridos por una cadena de Markov.

El algoritmo SA propuesto para optimizar el coste de los muros se describe a continuación:

Paso 1: Generación aleatoria de un muro inicial, S_0

Paso 2: Determinar como parámetros iniciales el coeficiente de enfriamiento r y la longitud de la cadena de Markov.

Paso 3: Evaluar el coste del muro inicial $F(S_0)$. Asignar $T_0 = F(S_0)/80$.

*Paso 4: Repetir durante 100 movimientos:
Calcular el coste para el muro actual $F(S)$ y para un muro nuevo obtenido tras un movimiento $F(S')$
Evaluar $\Delta = F(S') - F(S)$
Aceptar $S = S'$ si $\{(\Delta \leq 0) \text{ o } (\Delta > 0 \text{ y } \exp(-\Delta/T_0) \geq \theta)\}$, donde θ es un número aleatorio entre $[0,1]$*

Paso 5: Calcular el porcentaje de aceptaciones respecto al total de movimientos. Si es superior a 0,2 e inferior a 0,4 entonces:

Tomar como temperatura inicial T_0

Tomar como solución inicial S_0

Determinar $T_0 = T_k$

Ir al Paso 6

En caso contrario

Duplicar T_0 si el porcentaje es menor a 0,2 o dividir por la mitad si es mayor a 0,4

Ir al Paso 4

Paso 6: Repetir durante un número de veces igual a la cadena de Markov:

Calcular el coste para el muro actual $F(S)$ y para uno nuevo $F(S')$ obtenido tras un movimiento

Evaluar $\Delta = F(S') - F(S)$

Aceptar $S = S'$ si $\{(\Delta \leq 0) \text{ o } (\Delta > 0 \text{ y } \exp(-\Delta/T_k) \geq \theta)\}$, donde θ es un número aleatorio entre $[0,1]$

Si $\Delta \leq 0$ entonces $S_b = S$

Paso 7: Si existen mejoras en la cadena de Markov:

Hacer $k = k + 1$. Modificar la temperatura $T_k \leftarrow r \cdot T_k$

Ir al Paso 6

En caso contrario

Tomar como mejor solución S_b y terminar.

4. APLICACIÓN Y RESULTADOS

Para comprobar la eficacia del algoritmo SA propuesto se han formulado seis problemas (ver Tabla 5), cuyos parámetros definen las condiciones de los muros ménsula propuestos por Calavera [2], y que denominaremos muros de referencia. Cada problema se corresponde con el diseño de un muro ménsula de hormigón armado de contención de tierras, de 3, 5 y 7 metros de altura, y tensiones admisibles del terreno de 0.1 y 0.3 N/mm². Se ha limitado el espesor de alzados y zapatas a un espesor mínimo de 0.20 m por consideraciones constructivas. Se calculan sin sobrecarga ni pendiente en la coronación del trasdós, se desprecia el rozamiento muro-terreno y se considera que actúa todo el empuje pasivo en la puntera. El tipo de ambiente para alzado y zapata es IIa. La función de

coste aplica los precios unitarios recogidos en la Tabla 6, que han sido obtenidos tras realizar una encuesta entre contratistas durante el mes de octubre de 2003.

Los muros de referencia no pretenden ser soluciones optimizadas, pero suponen soluciones suficientemente ajustadas a la práctica constructiva habitual. Aunque existen ciertas diferencias con el tipo de muro empleado en este trabajo, los criterios de cálculo son similares. En efecto, los muros de referencia no disponen de armadura superior en la puntera ni armadura inferior en el talón. Además, presentan alzados de espesor variable, con un mínimo de 0.25 m en coronación, inclinando el paramento en el intradós. Esta inclinación de los paramentos representa una complejidad en la construcción que incrementa en torno a un 35% los costes de esta unidad.

Tabla 5. Definición de los parámetros de proyecto de los muros

Parámetros geométricos			
Desnivel de tierras a contener [m].	2.2	4.0	5.8
Profundidad del plano de cimentación [m].	0.8	1.0	1.2
Parámetros relativos a cargas y geotecnia			
Peso específico aparente del relleno del trasdós [t/m ³].	1.8	1.8	1.8
Ángulo de rozamiento interno del material de relleno [°].	30	30	30
Coefficiente de rozamiento del material de la cimentación con la zapata.	0.577	0.577	0.577
Tensión admisible del terreno de cimentación [N/mm ²].	0.1 – 0.3	0.1 – 0.3	0.1 – 0.3
Coefficiente reductor del empuje pasivo.	1	1	1
Parámetros relativos a los coeficientes de seguridad exigidos a la estructura			
Coefficiente de seguridad a vuelco.	1.8	1.8	1.8
Coefficiente de seguridad a deslizamiento.	1.5	1.5	1.5
Nivel de control de ejecución [normal o intenso].	normal	normal	normal
Coefficiente de seguridad del hormigón en E. L. U.	1.5	1.5	1.5
Coefficiente de seguridad del acero en E. L. U.	1.15	1.15	1.15.

Tabla 6. Precios unitarios aplicables

Unidad	Precio unitario
Excavación en cimientos	3.01€/m ³
Encofrado en cimientos	18.03€/m ²
Encofrado alzados	18.63€/m ²
Acero en armaduras B-500S	0.58€/kg
Acero en armaduras B-400S	0.56€/kg
Hormigón HA-25 colocado en cimientos	50.65€/m ³
Hormigón HA-30 colocado en cimientos	54.79€/m ³
Hormigón HA-35 colocado en cimientos	59.31€/m ³
Hormigón HA-40 colocado en cimientos	64.40€/m ³
Hormigón HA-45 colocado en cimientos	69.21€/m ³
Hormigón HA-50 colocado en cimientos	74.02€/m ³
Hormigón HA-25 colocado en alzados	56.66€/m ³
Hormigón HA-30 colocado en alzados	60.80€/m ³
Hormigón HA-35 colocado en alzados	65.32€/m ³
Hormigón HA-40 colocado en alzados	70.41€/m ³
Hormigón HA-45 colocado en alzados	75.22€/m ³
Hormigón HA-50 colocado en alzados	80.03€/m ³
Relleno en trasdós e intradós	4.81€/m ³ .

El algoritmo se ha programado en Visual Basic 6.3, con una interfaz input-output en Excel 2002. Los ensayos se han realizado en un ordenador personal con procesador Pentium IV a 2.41 GHz. El tiempo medio de cálculo para cada ejecución del algoritmo ha sido de 21 minutos de CPU. En las Tablas 7 y 8 se comparan los muros de referencia con los mejores resultados obtenidos tras la aplicación del algoritmo SA sin limitaciones de flecha, y las tablas 9 y 10 comparan los mismos muros de referencia con las soluciones optimizadas incluyendo la limitación de flechas a 1/150 de la altura. El coeficiente de variación medio de todos los costes obtenidos para los seis problemas planteados ha sido del 6.5%.

La Tabla 10 resume los costes de los muros de referencia y de los muros encontrados por el algoritmo SA, cuando se aplican los costes unitarios de la Tabla 6. Los costes de los muros de referencia tienen en cuenta el incremento en el precio unitario de los encofrados de alzados de espesor variable. En todos los casos se ha conseguido una reducción de los costes, cuyo valor medio alcanza el 20.27% si no se limita la flecha, y del 10.62% al limitarla.

La función de coste ha dirigido la búsqueda hacia soluciones que reducen al máximo el volumen de hormigón, empleando cuantías elevadas de acero. Los muros de menor coste

Tabla 7. Comparativa entre los muros de referencia [2] de altura 3 m, y los mejores resultados obtenidos por el SA propuesto

Variable	Tensión admisible = 0.1 N/mm ²			Tensión admisible = 0.3 N/mm ²		
	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha
b	0.25-0.30 m	0.200 m	0.200 m	0.25-0.30 m	0.200 m	0.200 m
p	0.70 m	0.408 m	0.359 m	0.40 m	0.367 m	0.354 m
t	0.40 m	0.309 m	0.531 m	0.60 m	0.472 m	0.403 m
c	0.30 m	0.204 m	0.200 m	0.30 m	0.200 m	0.338 m
$f_{ck,alz}$	25	25	25	25	25	25
$f_{ck,cim}$	25	25	25	25	25	25
$f_{yk,alz}$	500	500	500	500	500	500
$f_{yk,cim}$	500	400	500	500	500	500
A_1	2.67 cm ²	4.829 cm ²	6.094 cm ²	2.67 cm ²	5.169 cm ²	3.118 cm ²
A_2	2.67 cm ²	10.250 cm ²	15.571 cm ²	2.67 cm ²	34.215 cm ²	41.215 cm ²
A_3	0	7.434 cm ²	33.188 cm ²	0	0 cm ²	0 cm ²
A_4	1.85 cm ²	1.000 cm ²	1.000 cm ²	1.85 cm ²	1.000 cm ²	1.000 cm ²
A_5	1.67 cm ²	2.861 cm ²	2.831 cm ²	1.67 cm ²	2.273 cm ²	2.290 cm ²
A_6	3.27 cm ²	4.895 cm ²	4.822 cm ²	3.27 cm ²	4.496 cm ²	4.354 cm ²
A_7	0	0	0	0	0	0
A_8	5.33 cm ²	8.550 cm ²	5.869 cm ²	5.33 cm ²	6.013 cm ²	20.859 cm ²
A_9	4.04 cm ²	1.000 cm ²	5.881 cm ²	4.04 cm ²	1.000 cm ²	1.000 cm ²
A_{10}	0	8.321 cm ²	28.718 cm ²	0	6.038 cm ²	20.856 cm ²
A_{11}	0	14.220 cm ²	35.780 cm ²	0	1.000 cm ²	1.000 cm ²
A_{12}	1.67 cm ² inf 1.67 cm ² sup	3.668 cm ²	5.001 cm ²	1.67 cm ² inf 1.67 cm ² sup	2.995 cm ²	2.884 cm ²
A_{13}	0	0	0	0	0	0
L_1	0.96 m	0.217 m	0.225 m	0.96 m	0.190 m	0.174 m
L_2	0	0.078 m	0.205 m	0	0.028 m	0.023 m
L_3	0	0	0	0	0	0
L_4	0	0.372	0.531	0	0.367 m	0.394 m
L_5	0	0.309 m	0.359 m	0	0.278 m	0.354 m

Tabla 8. Comparativa entre los muros de referencia [2] de altura 5 m, y los mejores resultados obtenidos por el SA propuesto

Variable	Tensión admisible = 0.1 N/mm ²			Tensión admisible = 0.3 N/mm ²		
	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha
b	0.25-0.50 m	0.200 m	0.378 m	0.25-0.50 m	0.200 m	0.419 m
p	1.10 m	0.967 m	1.001 m	0.50 m	0.665 m	0.530 m
t	0.95 m	0.973 m	0.552 m	1.20 m	0.842 m	0.837 m
c	0.50 m	0.435 m	0.213 m	0.50 m	0.481 m	0.200 m
$f_{ck,alz}$	25	25	25	25	25	25
$f_{ck,cim}$	25	25	25	25	25	25
$f_{yk,alz}$	500	500	500	500	500	500
$f_{yk,cim}$	500	500	500	500	500	500
A_1	3.74 cm ²	4.567 cm ²	11.640 cm ²	3.74 cm ²	6.815 cm ²	7.175 cm ²
A_2	3.74 cm ²	5.847 cm ²	15.298 cm ²	3.74 cm ²	15.586 cm ²	17.742 cm ²
A_3	0	15.942 cm ²	1.000 cm ²	0	23.843 cm ²	1.000 cm ²
A_4	3.02 cm ²	1.000 cm ²	1.154 cm ²	3.02 cm ²	1.000 cm ²	1.282 cm ²
A_5	2.71 cm ²	2.262 cm ²	4.119 cm ²	2.71 cm ²	3.086 cm ²	4.549 cm ²
A_6	5.50 cm ²	4.481 cm ²	8.081 cm ²	5.50 cm ²	4.769 cm ²	9.705 cm ²
A_7	0	0	0	0	0	0
A_8	7.45 cm ²	13.715 cm ²	7.063 cm ²	7.45 cm ²	13.887 cm ²	7.098 cm ²
A_9	7.18 cm ²	1.000 cm ²	7.337 cm ²	7.18 cm ²	4.998 cm ²	5.828 cm ²
A_{10}	0	12.886 cm ²	1.000 cm ²	0	13.592 cm ²	1.552 cm ²
A_{11}	0	1.000 cm ²	1.000 cm ²	0	1.000 cm ²	1.000 cm ²
A_{12}	2.71 cm ² inf 1.67 cm ² sup	2.950 cm ²	5.470 cm ²	2.71 cm ² inf 1.67 cm ² sup	3.15 cm ²	5.881 cm ²
A_{13}	0	0	0	0	0	0
L_1	1.55 m	1.904 m	0.644 m	1.55 m	1.536 m	1.018 m
L_2	0	1.119 m	0.048 m	0	0.182 m	0.660 m
L_3	0	0	0	0	0	0
L_4	0	0.758 m	0.562 m	0	0.665 m	0.530 m
L_5	0	0.758 m	0.552 m	0	0.651 m	0.530 m

encontrados son muy esbeltos en los alzados. Así, cuando no se impone una limitación de flecha, los muros de hasta 5 metros de altura adoptan los espesores mínimos que se han limitado a 0.20 m por razones constructivas. Estos espesores suponen unas esbelteces (relación espesor/altura) de 1/25. Cuando la altura alcanza los 7 m, las esbelteces son de 1/22 y 1/26 para $\sigma_{adm}=0.1$ N/mm² y $\sigma_{adm}=0.3$ N/mm², respectivamente. En los muros de referencia la relación entre la sección de arranque y la altura corresponde a 1/10, correspondiente a las reglas prácticas de predimensionamiento habituales.

Estas esbelteces suponen una alta deformabilidad del muro. La flecha total (instantánea más diferida) en el muro de 7 m de altura pueden alcanzarse valores de hasta 163 mm. Eviden-

temente estos valores resultan excesivos, pues suponen relaciones flecha/altura de 1/40.

Sin embargo, al limitar las flechas las esbelteces son moderadas. Como puede observarse se ha reducido considerablemente la esbeltez de los muros de 5 y 7 m de altura, quedando en valores entre 1/13 y 1/11, mientras que para los muros más pequeños se ha mantenido el espesor de 0.20 m (esbeltez 1/15 aproximadamente).

Tanto en los muros de referencia como en casi todas las soluciones optimizadas se ha empleado el hormigón de mínima resistencia permitida por la norma EHE. (HA-25). Tan solo los muros de 7 m de altura han adoptado, en tres de

Tabla 9. Comparativa entre los muros de referencia [2] de altura 7 m, y los mejores resultados obtenidos por el SA propuesto

Variable	Tensión admisible = 0.1 N/mm ²			Tensión admisible = 0.3 N/mm ²		
	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha	Referencia	Sin limitación de flecha	Con limitación de flecha
<i>b</i>	0.25-0.70 m	0.312 m	0.611 m	0.25-0.70 m	0.265 m	0.607 m
<i>p</i>	1.95 m	2.111 m	1.985 m	0.75 m	0.833 m	0.770 m
<i>t</i>	1.45 m	0.977 m	0.574 m	1.70 m	1.248 m	0.900 m
<i>c</i>	0.70 m	0.435 m	0.429 m	0.70 m	0.568 m	0.605 m
<i>f_{ck, alz}</i>	25	25	35	25	35	30
<i>f_{ck, cim}</i>	25	25	25	25	25	25
<i>f_{yk, alz}</i>	500	500	500	500	500	500
<i>f_{yk, cim}</i>	500	500	500	500	500	500
<i>A₁</i>	7.70 cm ²	5.836 cm ²	13.214 cm ²	7.70 cm ²	6.946 cm ²	11.442 cm ²
<i>A₂</i>	7.70 cm ²	28.434 cm ²	6.733 cm ²	7.70 cm ²	29.602 cm ²	1.431 cm ²
<i>A₃</i>	0	47.692 cm ²	1.840 cm ²	0	26.730 cm ²	10.332 cm ²
<i>A₄</i>	4.35 cm ²	1.000 cm ²	2.056 cm ²	4.35 cm ²	1.000 cm ²	1.149 cm ²
<i>A₅</i>	3.74 cm ²	3.881 cm ²	7.127 cm ²	3.74 cm ²	3.400 cm ²	6.552 cm ²
<i>A₆</i>	7.73 cm ²	7.189 cm ²	13.033 cm ²	7.73 cm ²	5.661 cm ²	13.120 cm ²
<i>A₇</i>	0	0	0	0	0	0
<i>A₈</i>	13.40 cm ²	13.075 cm ²	14.436 cm ²	13.40 cm ²	16.837 cm ²	16.958 cm ²
<i>A₉</i>	10.05 cm ²	21.926 cm ²	15.827 cm ²	10.05 cm ²	1.000 cm ²	17.013 cm ²
<i>A₁₀</i>	0	13.861 cm ²	58.159 cm ²	0	19.549 cm ²	1.000 cm ²
<i>A₁₁</i>	0	8.268 cm ²	1.000 cm ²	0	1.447 cm ²	1.000 cm ²
<i>A₁₂</i>	3.74 cm ² inf 1.67 cm ² sup	4.560 cm ²	8.966 cm ²	3.74 cm ² inf 1.67 cm ² sup	3.955 cm ²	8.776 cm ²
<i>A₁₃</i>	0	0	0	0	0	0
<i>L₁</i>	2.18 m	3.091 m	8.966 m	2.18 m	2.954 m	0.849 m
<i>L₂</i>	0	0.565 m	0.565 m	0	0.852 m	0.834 m
<i>L₃</i>	0	0	0	0	0	0
<i>L₄</i>	0	0.957 m	0.957 m	0	1.248 m	0.745 m
<i>L₅</i>	0	0.435 m	0.435 m	0	0.568 m	0.689 m

Tabla 10. Costes en euros por metro de los muros de referencia y de los muros de menor coste encontrados por el algoritmo SA propuesto

Tensión al terreno	Altura del muro	Coste muro de referencia	Sin limitación de flecha		Con limitación de flecha	
			Coste muro optimizado	Mejora (%)	Coste muro optimizado	Mejora (%)
0.1 N/mm ²	3	240.86	196.83	18.28%	217.53	9.69%
	5	491.36	378.73	22.92%	418.69	14.79%
	7	839.49	682.78	18.67%	802.06	4.46%
0.3 N/mm ²	3	240.77	191.52	20.45%	203.60	15.43%
	5	483.50	384.16	20.55%	419.35	13.27%
	7	798.79	635.47	20.44%	750.42	6.06%

los cuatro casos analizados, hormigones de resistencias superiores (HA-30 y HA-35). En las zapatas se ha adoptado sistemáticamente el hormigón de menor resistencia característica permitido. Este resultado es coherente en elementos sometidos a flexión simple.

Existe una clara tendencia al empleo de aceros de alto límite elástico. Todos los aceros empleados son tipo B-500S. Solamente en la zapata de un muro de 3 m de altura se ha adoptado B-400S.

En cuanto al armado, la inteligencia artificial del algoritmo SA propuesto ha descartado en todos los casos el empleo de armadura de cortante tanto en alzados como en zapatas, hecho ya sugerido por los muros de referencia. La esbeltez del alzado provoca cuantías de acero por flexión muy elevadas cuando no se imponen limitaciones de flecha.

El algoritmo proporciona armados de las zapatas con mayor armadura inferior en con punteras elevadas y mayor armadura superior en grandes talones, siendo estos resultados coherentes con los esfuerzos desarrollados en ambas partes de la zapata.

En cuanto a las dimensiones de la zapata, el algoritmo ha encontrado soluciones cuyas punteras son mayores a los talones en los muros cimentados en terrenos con menores tensiones admisibles, mientras que sucede lo contrario cuando la tensión admisible aumenta. Este resultado se explica por el hecho de que la carga que suponen las tierras sobre el talón incrementa las tensiones transmitidas al terreno, pero contribuye a estabilizar el muro. Si la tensión admisible es baja, la condición de estabilidad a vuelco y deslizamiento es menos restrictiva que la condición de capacidad portante de la cimentación. Con tensiones admisibles altas, predomina la condición de estabilidad, donde los talones son más eficaces. Estos resultados son coherentes con los muros de referencia.

5. CONCLUSIONES

El artículo propone un procedimiento de optimización económica de muros ménsula de hormigón armado para la contención de tierras basado en la cristalización simulada que ha demostrado unas reducciones medias en los costes del 10.62% respecto a unos muros de referencia de hasta 7 m de altura y con tensiones admisibles del terreno habituales entre 0.1 y 0.3 N/mm², empleados habitualmente para este tipo de estructuras.

La inteligencia artificial del algoritmo propuesto es capaz de descubrir criterios de diseño empleados por proyectistas con experiencia. Así, para los precios de mercado empleados, el procedimiento ha encontrado muros que no precisan armadura de cortante. Además, las dimensiones de las punteras y talones aumentan o disminuyen en función de la tensión admisible del terreno. Los hormigones de las soluciones optimizadas tienden a ser los de menor resistencia posible (HA-25), mientras que los aceros son de mayor límite elástico (B-500S).

Por último, la incorporación de módulos de optimización en los procesos de cálculo de este tipo de estructuras ha requerido la incorporación en las normas de diseño, de limitaciones de flecha. Este estado límite no es habitualmente comprobado

en los proyectos de estructuras de contención y, según se observa en este trabajo, su inclusión es indispensable.

6. REFERENCIAS

- [1] Ministerio de Obras Públicas y Transportes. "Norma Tecnológica de la Edificación NTE A+C Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones", Madrid, 1984.
- [2] Calavera, J.: "Muros de contención y muros de sótano", 3ª Edición, INTEMAC, Madrid, 2001.
- [3] Sarma, K.C.; Adeli, H.: "Cost optimization of concrete structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(5), 1998, pp.570-578.
- [4] Saribas, A.; Erbatur, F.: "Optimization and Sensitivity of Retaining Structures", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(8), 1996, pp. 649-656.
- [5] Yepes, V.: "Optimización heurística económica aplicada a las redes de transporte del tipo VRPTW", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes, Universidad Politécnica de Valencia, Septiembre 2002.
- [6] Kirkpatrick, S.; Gelatt, C.D.; Vecchi, M.P.: "Optimization by simulated annealing", Science, 220(4598), 1983, pp. 671-680.
- [7] Černý, V.: "Thermodinamical approach to the traveling salesman problem: an efficient simulated algorithm", Journal of Optimization Theory and Applications, 45, 1985, pp. 41-51.
- [8] Metropolis, N.; Rosenbluth, A.W.; Rosenbluth, M.N.; Teller, A.H.; Teller, E.: "Equation of State Calculation by Fast Computing Machines", Journal of Chemical Physics, 21, 1953, pp.1087-1092.
- [9] Van Laarhoven, P.J.M.; Aarts, E.H.L.: "Simulated Annealing: Theory and Applications", Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1987.
- [10] Lepš, M.; Šejnoha, M.: "New approach to optimization of reinforced concrete beams", Computers and Structures, 81, 2003, pp. 1957-1966.
- [11] Ceranic, B.; Fryer, C.; Bines, R.W.: "An application of simulated annealing to the optimum design of reinforced concrete retaining structures", Computers and Structures, 79, 2001, pp. 1569-1581.
- [12] Ministerio de Fomento. "Norma Básica de la Edificación. Acciones en la Edificación NBE-AE-88". Madrid, 1996.
- [13] CEN. "EUROCODE 7. Geotechnical Design. Part 1: General Rules". November, 1998.
- [14] Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural EHE". 5ª edición, Centro de Publicaciones, Madrid, 2000.
- [15] Ministerio de Fomento. "Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera (IAP)". Madrid, 1999.
- [16] Alcalá, J.: "Optimización heurística de muros de hormigón armado", Trabajo de Investigación CST/GPRC-01, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Abril 2004.
- [17] Medina, J.R.: "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 127(4), 2001, pp. 213-221.

Hacia una Teoría Unificada del Campo de Compresiones

Toward an Unified Compression Field Theory

◆
Enrique Hernández-Montes

Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor Titular de Universidad.
Universidad de Granada

◆
Luisa María Gil-Martín

Dra. Ingeniera de Caminos. Profesora Titular de Universidad.
Universidad de Granada

RESUMEN

La mayor parte de la normativa actual como la ACI-318 y el EC2 plantean la resistencia a cortante de un elemento de hormigón armado (V_R) como la suma de la contribución del hormigón (V_c) más la contribución del acero (V_s), de tal forma que ambas componentes son invariantes frente a la sollicitación a cortante (V_d). No obstante, es de todos sabido que se produce una degradación en la contribución del hormigón cuando aumenta la deformación por cortante de la pieza. De ahí la importancia de una teoría de cortante que explique la variación de la resistencia a cortante en función de la deformación en piezas de hormigón armado o pretensado. Existen diversas teorías para explicar este comportamiento, dentro de éstas las denominadas Teorías del Campo de Compresiones son las más destacadas en la literatura técnica actual.

Este artículo es una discusión detallada sobre las distintas teorías del Campo de Compresiones para el estudio del cortante en hormigón estructural. Recientemente la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (TMCC) está tomando un especial interés por su aplicación técnica en particular es de destacar su inclusión en la norma canadiense, si bien durante décadas se ha cuestionado su coherencia desde el punto de vista de la mecánica del continuo. En este artículo se presenta una nueva teoría del campo de compresiones, a la que hemos denominado Teoría Unificada del Campo de Compresiones, con objeto de mejorar el tratamiento de las deformaciones de las armaduras, frente a la TMCC. Se muestra un ejemplo donde se puede ver el comportamiento frente a otras teorías del Campo de Compresiones.

SUMMARY

According to several Design Codes as ACI-318 or EC-2, shear resistance of structural concrete elements (V_R) is composed by concrete contribution (V_c) plus steel contribution (V_s) and both of them are invariants related with the shear design (V_d). Nevertheless a degradation process on V_R appears as the shear deformation increases. Compression Field Theories are presented as a suitable way to explain this behaviour.

This paper presents a detailed discussion on the different Compression Field theories for structural concrete. Modified Compression Field Theory is being widely used during the last years although it presents some inconsistencies especially in the treatment of the steel deformations. A new Compression Field Theory, the Unified Compression Field Theory (UCFT) is presented in order to differentiate the average steel stress and the local steel stress at the crack.

1. INTRODUCCIÓN

Recientemente se ha publicado en español un artículo muy interesante de Cladera y Marí (2001) sobre una visión histórica del estado límite último a cortante, resumen depurado y actualizado del extenso artículo del comité 445 de cortante y torsión de la ASCE-ACI (1998). El artículo de Cladera y Marí (2001) recoge además las modernas teorías de Vecchio (2000) del Campo de Tensiones Perturbado.

Creemos necesario escribir un nuevo artículo sobre las teorías existentes de cortante para reabrir un debate que se inició hace décadas en el comité de cortante-torsión de la ASCE-ACI entre los profesores Collins y Hsu, y que pone de manifiesto algunas incoherencias de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (en adelante TMCC). A su vez proponemos aquí una nueva formulación teórica para aumentar la coherencia de la TMCC en el tratamiento de la deformación de las barras de acero.

En recientes réplicas y contraréplicas entre Hsu y Vechhio (2002), se puede ver que las discusiones van más allá de un mero debate científico. Por ello creemos que es oportuno reformular la TMCC con un tratamiento coherente de la relación tenso-deformacional de las barras de acero, dando lugar a una Teoría Unificada del Campo de Compresiones (en adelante TUCC).

Por comodidad para el lector presentaremos el desarrollo para el caso de una viga, tal y como lo hacen Collins y Mitchell (1991), empleando nomenclatura europea en lugar de la americana. Por ello nos tomaremos la libertad de exponer nuevamente la TMCC junto con su antecesora, la Teoría del Campo de Compresiones (en adelante TCC), teoría esta última, que como veremos más adelante aún no ha perdido interés.

2. TEORÍAS DEL CAMPO DE COMPRESIONES PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Es muy interesante desde el punto de vista de la aplicación técnica que la normativa relativa al cálculo a cortante esté basada en modelos conceptualmente sencillos, con sentido físico, que no violen los principios de la mecánica, en lugar de en complejas ecuaciones empíricas. Si estos modelos de cálculo a cortante son fáciles de entender, el ingeniero podrá abordar nuevos problemas de diseño de forma racional. Un grupo de estos modelos son los conocidos como teorías del campo de compresiones, muy útiles en el estudio del hormigón estructural.

2.1. Génesis del problema

El alma agrietada de una viga de hormigón armado transmite el cortante de forma compleja. Además, según la carga se incrementa aparecen nuevas grietas mientras que las iniciales se propagan y cambian de inclinación. Debido a que la sección transversal resiste momento y cortante, las deformaciones longitudinales y la inclinación de las grietas varían con la profundidad de la viga (Figura 1, tomada del Comité de Cortante y Torsión de la ASCE-ACI 1998).

Los modelos de Ritter (1899)¹ y de Morsch (1920 y 1922) explican el comportamiento a cortante suponiendo la existencia de bielas a compresión en el hormigón, inclinadas a 45°. En la dirección perpendicular a estas bielas el hormigón se encuentra agrietado y como consecuencia de ello no resiste a tracción. Según el modelo de bielas a 45° (Figura 2a), el cortante máximo se alcanzará cuando los cercos trabajen a la tensión de cedencia (f_y) y esto corresponde a una determinada tensión de cortante (τ) cuyo valor puede deducirse de la ecuación de equilibrio de las fuerzas verticales de la figura 2a.

$$V_{\max} = A_{sv} \cdot f_y \cdot \frac{h}{s} = \tau \cdot b_w \cdot h \Rightarrow \tau = \frac{A_{sv} \cdot f_y}{b_w \cdot s} = \rho_v \cdot f_y \quad (1)$$

donde A_{sv} es el área de los cercos (en cercos con dos ramas sería el doble el área del redondo), b_w el ancho del alma, h el canto, s la separación entre estribos y ρ_v es la cuantía geométrica de la armadura transversal. h/s es el número de cercos en la figura 2a.

Aplicando el criterio anterior la tensión máxima de cortante para la viga representada en la figura 1 sería de 0.80 MPa. Sin embargo, la viga llegó a resistir 2.38 MPa en el laboratorio. De esto se puede concluir que la ecuación anterior basada en la teoría de bielas a 45° es excesivamente conservadora.

Una de las razones de porqué el método de la analogía de la celosía es muy conservador es debido a que la inclinación de

¹ A lo largo de este artículo haremos algunas citaciones que no están referenciadas, esto es debido a que se han tomado del artículo del Comité 445 de la ASCE-ACI en su publicación de 1998 y no han sido estudiadas por los autores en su formato original.

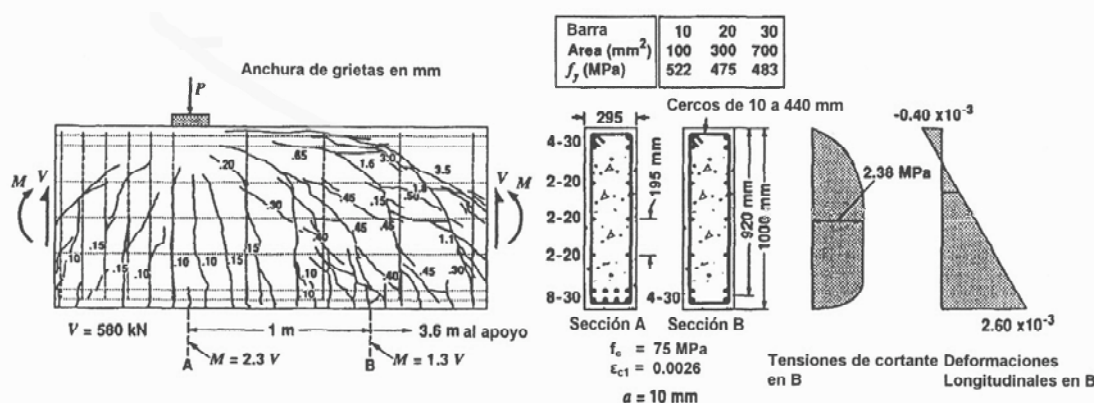


Figura 1. Ejemplo de alma agrietada de una viga con rotura por cortante.

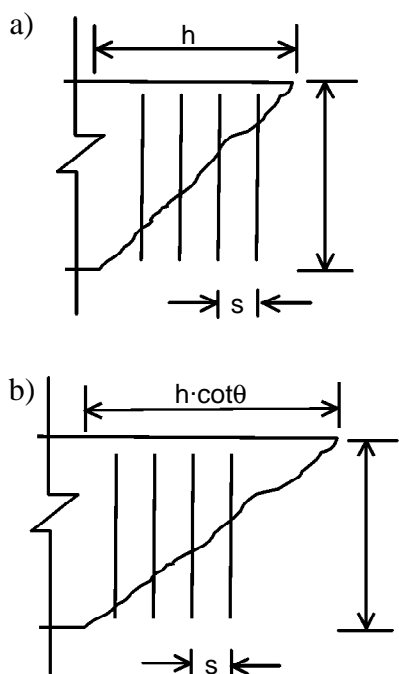


Figura 2. a) Estribos 90° y bielas a 45°
b) Estribos a 90° y bielas a θ .

las bielas medidas respecto a las fibras longitudinales (θ) suele ser menor de 45°. Para una inclinación genérica θ del ángulo de las bielas (Figura 2b) la ecuación 1 toma la forma:

$$\tau = \rho_v \cdot f_y \cdot \cot \theta \quad (2)$$

Según esta ecuación, la viga de la figura 1 debería tener una inclinación de bielas de 18.6° para que su resistencia a cortante fuese igual a 2.38 MPa, y como se puede ver, la mayor parte de las grietas tienen ángulos de inclinación mayores.

2.2. Campo de deformaciones

Antes de formular una ecuación basada en los mecanismos de bielas para determinar la resistencia a cortante de una viga o para diseñar los estribos, es necesario conocer el ángulo de inclinación de las bielas, θ . Con relación a este problema, Mörsch en 1922 comentó “es absolutamente imposible determinar matemáticamente la pendiente de las grietas secundarias con las que poder diseñar los estribos”. En 1929 Wagner resolvió un problema parecido al que estamos tratando estudiando el comportamiento a cortante de las alas de los avio-

nes. Se puede observar que el alma de una viga metálica continúa resistiendo a cortante más allá de su carga de abolladura (pandeo por compresiones en plano del alma, ver figura 3), esto es debido a que se genera un campo de tracciones anclado en las alas y los rigidizadores de la viga. En la figura 3 se representa el alma de una viga sobre la que se ha desarrollado un campo diagonal de tracciones anclado principalmente en la parte superior e inferior, puesto que la parte lateral no ofrece resistencia suficiente y ha cedido.

Para determinar el ángulo de inclinación del campo de tracciones, Wagner consideró las deformaciones del sistema. El supuso que el ángulo de inclinación del campo de tracciones en la viga abollada debería coincidir con el ángulo de inclinación de la dirección principal de deformación en tracción, determinada ésta mediante las deformaciones del alma, del ala y de los rigidizadores.

Basándose en el planteamiento anterior, para hormigón se han formulado aproximaciones conocidas como teorías del campo de compresiones. Éstas determinan el ángulo de inclinación de las bielas (θ) mediante la consideración de las deformaciones de la armadura transversal, de la armadura longitudinal y del hormigón. A partir de los métodos del campo de compresiones se puede estudiar la respuesta carga-deformación de una sección sometida a cortante, suponiendo las condiciones de equilibrio, las condiciones de compatibilidad y relaciones tensión-deformación tanto para la armadura como para el hormigón agrietado.

El campo de deformaciones se define a partir de la mecánica del continuo, trabajando con *deformaciones medias*, tal y como se indica en la figura 4a. De esta forma aunque el hormigón esté agrietado, si la armadura longitudinal sufre un alargamiento medio ϵ_x , la armadura transversal un alargamiento medio ϵ_v y el hormigón en su dirección principal de compresión un acortamiento medio ϵ_2 se puede deducir la dirección principal de deformación de compresión, basándose en el círculo de deformaciones (figura 4b).

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{\epsilon_v + \epsilon_2} \quad (3)$$

Además, se puede deducir la deformación media principal de tracción (ϵ_1) en función de otras deformaciones, mediante cualquiera de estas igualdades:

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_v + \epsilon_2 = \epsilon_x + (\epsilon_x + \epsilon_2) \cot^2 \theta \quad (4)$$

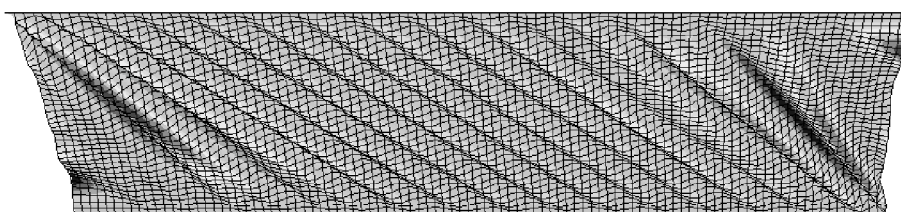


Figura 3. Campo diagonal de tracciones apoyado en la parte superior e inferior.

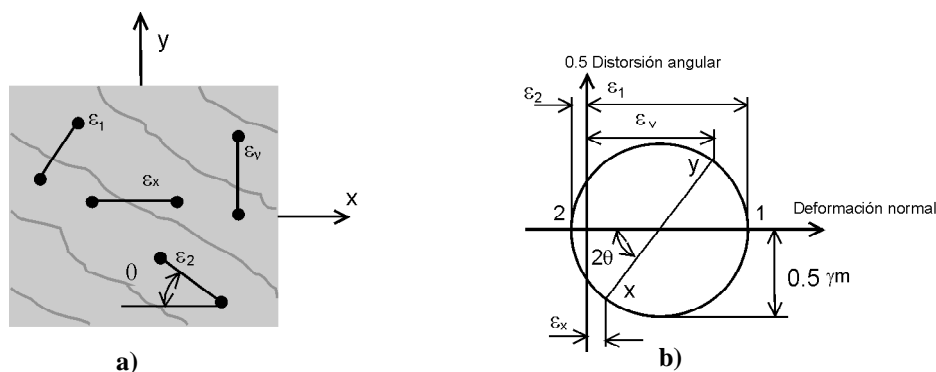


Figura 4. Condiciones de compatibilidad para el alma agrietada.

Si hay armadura activa, se cumplirá además que $\epsilon_p = \epsilon_x + \Delta\epsilon_p$, donde ϵ_p es la deformación unitaria de la armadura activa.

2.3 Ecuaciones de equilibrio

El planteamiento del equilibrio en la zona agrietada del hormigón es lo que diferencia a las teorías denominadas: teoría del campo de compresiones (TCC) y teoría modificada del campo de compresiones (TMCC), ambas explicadas con detalle por Collins y Mitchell (1991).

La figura 5 muestra el alma de una viga de hormigón armado antes y después de la fisuración. Antes de producirse la fisuración el cortante es resistido por tracciones y compresiones diagonales en el hormigón a 45°. Una vez que se produce la fisuración la capacidad de resistir a tracción en el hormigón se anula, aunque debido al fenómeno de la rigidez tensional (entre otros, Hernández Montes 2002) el hormigón a tracción

sí influye en la deformación del sistema aún habiendo superado la resistencia máxima a tracción.

La Teoría del Campo de Compresiones (TCC) supone que después de la fisuración la tensión principal de tracción en el hormigón, σ_t , se anula, aunque eso es cierto en la zona de la fisura no lo es para las franjas de hormigón entre fisuras. La Teoría Modificada del Campo de Compresiones (TMCC) sí tiene en cuenta la contribución del hormigón a tracción más allá de la fisuración (figura 5), y considera una resistencia media del hormigón a tracción σ_t . σ_c es la tensión principal de compresión en el hormigón.

Las ecuaciones de equilibrio se plantean para una viga simétrica de hormigón con armadura pasiva y activa (ver figuras 6 y 7, en dichas figuras sólo se reproduce armadura pasiva), supuesto que la tensión de cortante viene definida por la siguiente igualdad, donde V es el esfuerzo cortante y z el brazo mecánico:

$$\tau = \frac{V}{b_w \cdot z} \quad (5)$$

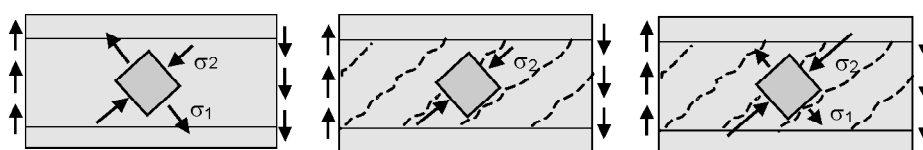


Figura 5. Diferencia entre la TCC y la TMCC.

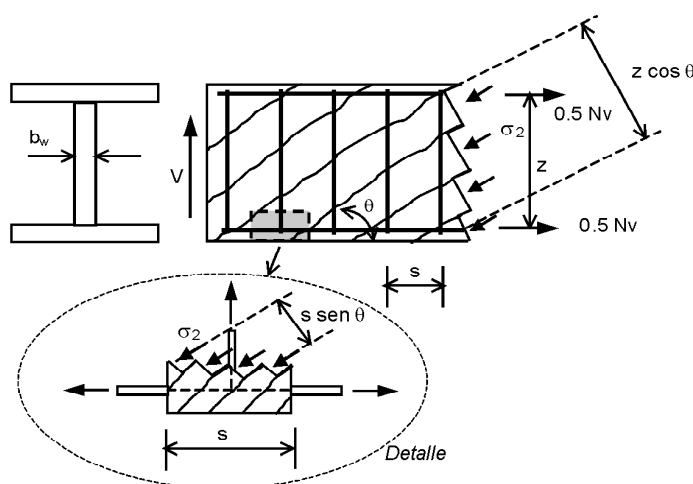


Figura 6. Estudio del equilibrio para la Teoría del Campo de Compresiones (TCC).

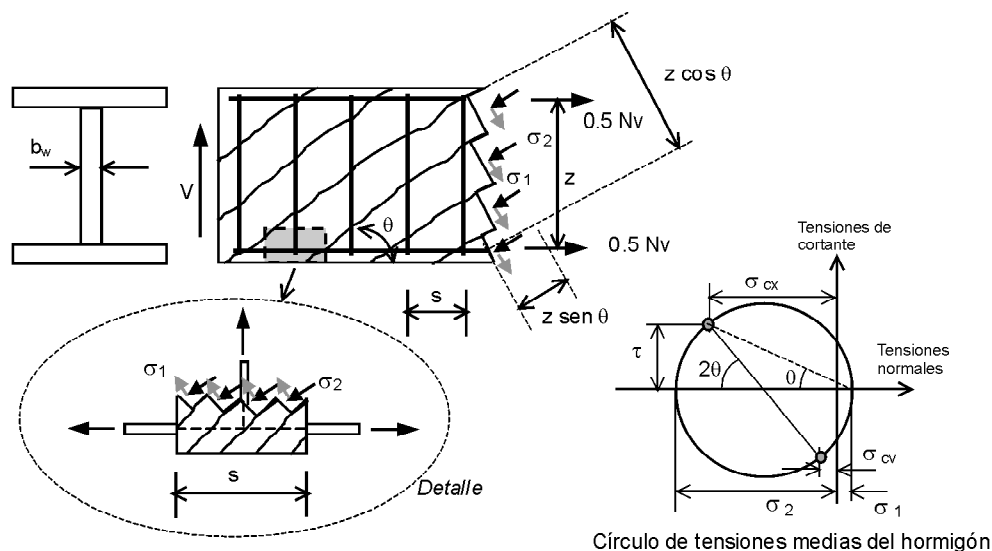


Figura 7. Estudio del equilibrio para la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (TMCC).

Del equilibrio de fuerzas verticales, en la TCC se obtiene:

$$\sigma_2 = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} = \frac{V}{b_w \cdot z} (\tan \theta + \cot \theta) \quad (6)$$

Además, la componente longitudinal de la fuerza de compresión toma el valor de $\sigma_2 \cdot z \cdot b_w \cdot \cos^2 \theta = V \cdot \cot \theta$, esta fuerza debe de ser contrarrestada por una fuerza axil de tracción, N_v , en la armadura longitudinal. La fuerza axil en la armadura longitudinal debida al cortante es:

$$N_v = A_{sx} \cdot \sigma_{sx} + A_p \cdot \sigma_p = \frac{V}{\tan \theta} \quad (7)$$

Donde A_p el área total de la armadura longitudinal activa y σ_p su tensión, A_{sx} el área total de la armadura longitudinal pasiva y σ_{sx} su tensión. Planteando equilibrio de fuerzas verticales en el detalle de la Figura 6, se obtiene que la fuerza de compresión diagonal desarrollada sobre la rebanada de hormigón ($\sigma_2 \cdot s \cdot \sin \theta \cdot b_w$), introduce una componente vertical ($\sigma_2 \cdot s \cdot \sin^2 \theta \cdot b_w$) que debe de ser contrarrestada mediante la armadura transversal $A_{sv} \cdot \sigma_{sv}$, donde σ_{sv} es la tensión a la que está sometida dicha armadura.

$$A_{sv} \cdot \sigma_{sv} = \sigma_2 \cdot \sin^2 \theta \cdot b_w \cdot s \quad (8)$$

Las tres ecuaciones anteriores constituyen las ecuaciones de equilibrio para la Teoría del Campo de Compresiones.

La Figura 7 representa el modelo empleado para plantear el equilibrio a partir de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones. Se puede observar que en este caso aparece un valor de la tensión del hormigón perpendicular a las grietas, σ_1 , distinto de cero.

Las ecuaciones de equilibrio en el caso de la TMCC difieren de las ecuaciones de equilibrio de la TCC en el término σ_1 .

Veamos la viga en doble T simétrica de la figura 7 sometida a cortante. Sea A_p el área total de la armadura longitudinal

activa y A_{sx} el área total de la armadura longitudinal pasiva. El cortante en la sección produce en el hormigón compresiones diagonales, σ_2 , y tracciones diagonales, σ_1 . Cuando el hormigón se agrieta las tensiones de tracción varían desde 0 en la grieta hasta valores máximos en la zona entre grietas. Para formular el equilibrio, y haciendo uso de la formulación de la Mecánica del Continuo, es necesario operar con una tensión de tracción media, σ_1 , constante en el hormigón. En este caso, el círculo de tensiones medias sería el reflejado en la figura 7, siendo σ_{cx} la tensión normal media del hormigón en la dirección x y σ_{cy} la tensión normal media del hormigón en la dirección y. Del equilibrio de fuerzas verticales, teniendo en cuenta que σ_1 actúa sobre $b_w \cdot z \cdot \sin \theta$, se puede deducir la ecuación 10a. Nótese que se han considerado positivas σ_1 y σ_2 .

De la descompensación de la proyección vertical de σ_2 y σ_1 se puede deducir la fuerza aportada por la armadura transversal, reflejada en la ecuación 10b, donde σ_{sv} debe de corresponder a la tensión media de la armadura transversal, aunque tanto la TCC como la TMCC no lo especifican explícitamente. Ver detalle de la figura 7.

Sustituyendo σ_2 por su valor (ecuación 10a) en la segunda ecuación (10b) se obtiene la siguiente ecuación que muestra el valor de la sollicitación de cortante como suma de la parte absorbida por los estribos más la parte absorbida por el hormigón a tracción:

$$V = \sigma_1 \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta + \frac{A_{sv} \cdot \sigma_{sv}}{s} z \cot \theta \quad (9)$$

Si el esfuerzo axil sobre la sección es nulo, las tensiones diagonales en el hormigón generan una componente longitudinal no compensada, esto da lugar al denominado decalaje de la ley de flectores. En el caso de elementos con armadura activa esto da lugar a la ecuación 10c, donde σ_{sx} y σ_p son las tensiones medias en la armadura longitudinal pasiva y activa respectivamente.

$$\sigma_2 = (\tan \theta + \cot \theta) \frac{V}{z \cdot b_w} - \sigma_1 \quad (10a)$$

$$A_{sv} \cdot \sigma_{sv} = (\sigma_2 \cdot \sin^2 \theta - \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta) \cdot b_w \cdot s \quad (10b)$$

$$A_{sx} \cdot \sigma_{sx} + A_p \cdot \sigma_p = (\sigma_2 \cdot \cos^2 \theta - \sigma_1 \cdot \sin^2 \theta) \cdot b_w \cdot z \quad (10c)$$

$$\cdot b_w \cdot z = \frac{V}{\tan \theta} - \sigma_1 \cdot b_w \cdot z$$

2.4 Ecuaciones de comportamiento de los materiales

La TCC y la TMCC aplican la mecánica del continuo por separado para tensiones y deformaciones. Las tensiones y las deformaciones están relacionadas mediante las ecuaciones de comportamiento del material que se aplican al acero en las direcciones de la armadura y al hormigón en las direcciones principales. Cuando se puede considerar que tanto el acero como el hormigón están en fase elástica lineal, se deduce la siguiente fórmula a partir de la ecuación 3, de la cual se puede determinar la orientación de las primeras grietas según la TCC²:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}^2 \theta &= \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_2}{\varepsilon_v + \varepsilon_2} = \frac{\frac{\sigma_{sx}}{E_s} + \frac{\sigma_2}{E_c}}{\frac{\sigma_{sv}}{E_s} + \frac{\sigma_2}{E_c}} = \frac{\sigma_{sx} + n\sigma_2}{\sigma_{sv} + n\sigma_2} = \\ &= \frac{\frac{\tau}{\rho_x} \operatorname{tg} \theta + n\tau(\operatorname{tg} \theta + \cot \theta)}{\frac{\tau \operatorname{tg} \theta}{\rho_v} + n\tau(\operatorname{tg} \theta + \cot \theta)} \rightarrow \operatorname{tg}^4 \theta = \frac{1 + \frac{1}{n\rho_x}}{1 + \frac{1}{n\rho_v}} \end{aligned} \quad (11)$$

donde n es el coeficiente de equivalencia E_s/E_c (relación entre los módulos de deformación longitudinal del acero y del hormigón).

Las deformaciones contempladas son deformaciones medias, dado que éstas están medidas en distancias superiores a la separación entre grietas.

Para la armadura, tanto la TCC como la TMCC proponen modelos bilineales (figura 8 a y b). Es interesante señalar que en la primera versión de su teoría, Hsu (1988) también considera esta hipótesis.

El empleo de estas relaciones bilineales supone una de los mayores desacuerdos por parte del Profesor Hsu entre otros (Hsu y Vecchio 2002).

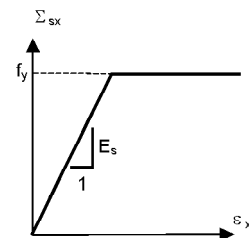
Ecuaciones de comportamiento de los materiales: hormigón

Los estados de deformaciones y de tensiones se relacionarán mediante los modelos tensión-deformación de los mate-

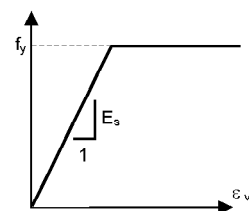
² Como hemos visto la tensión cortante, τ , a la que está sometido el hormigón, introduce tensiones de tracción en la armadura longitudinal, σ_{sx} , y en la armadura transversal, σ_{sv} , y una tensión de compresión en el hormigón, σ_2 , inclinado un ángulo θ con respecto al eje longitudinal del elemento. Si como acción exterior sólo hay tensiones de cortante τ , por equilibrio se debe cumplir:

$$\begin{aligned} \sigma_{sx} &= \tau \cdot \cot \theta = \rho_x \cdot \sigma_{sv} \\ \sigma_{sv} &= \tau \cdot \tan \theta = \rho_v \cdot \sigma_{sv} \end{aligned}$$

donde ρ_x y ρ_v son las cuantías geométricas en las direcciones longitudinales y transversales respectivamente.



a) Armadura longitudinal



b) Armadura transversal

Figura 8. relaciones tensión-deformación del acero.

riales. Para el hormigón a compresión los modelos habituales están contemplados en la normativa vigente, y puede verse entre otros en Hernández-Montes (2002). No obstante estos modelos reproducen el comportamiento del hormigón en el ensayo a compresión mediante probeta cilíndrica. El caso que nos ocupa es bien distinto dado que el hormigón resistirá a compresión al mismo tiempo que estará solicitado a una tensión de tracción en la dirección perpendicular, y además estará agrietado. Como ecuación de comportamiento del hormigón en este caso Vecchio y Collins (1982) proponen:

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= f_{2,\max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{cl}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 \right] \\ \text{donde } f_{2,\max} &= \frac{f_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f_c \end{aligned} \quad (12)$$

Los distintos parámetros que aparecen en esta fórmula vienen representados gráficamente en la Figura 9, empleando notación europea. La representación de esta expresión puede verse también en la Figura 9. Existen en la literatura numerosos modelos de comportamiento para el hormigón agrietado, aquí se ha optado por uno de ellos.

La relación tensión-deformación en el hormigón a tracción se explica mediante el fenómeno de la rigidez tensional, Collins y Mitchell (1991).

$$\begin{aligned} \text{Si } \varepsilon_1 &\leq \varepsilon_{ctm} \Rightarrow \sigma_1 = E_c \varepsilon_1 \\ \varepsilon_1 &> \varepsilon_{ctm} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{ctm}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \end{aligned} \quad (13)$$

donde ε_{ctm} es la deformación unitaria correspondiente a la tensión máxima del hormigón en tracción (f_{ctm}). α_1 es el coeficiente que tiene en cuenta la adherencia acero-hormigón, y toma los siguientes valores: 1 para barras corrugadas, 0.7 para barras lisas, alambres y cordones con muescas y 0 para

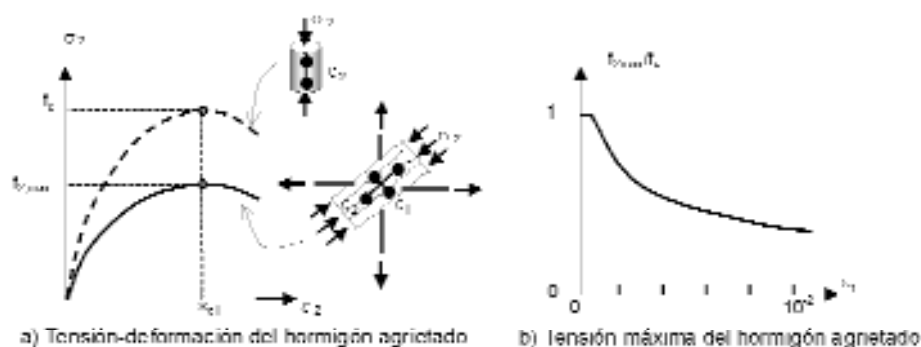


Figura 9. Relaciones tensión-deformación para el hormigón agrietado en compresión.

barras sin adherencia. α_2 es el coeficiente del tipo de carga y toma los siguientes valores: 1 para carga no cíclica rápida y 0.7 para carga de duración o repetitivas.

La ecuación anterior se ha representado en la Figura 10.

Si usamos la TCC para analizar el ejemplo de la figura 1,

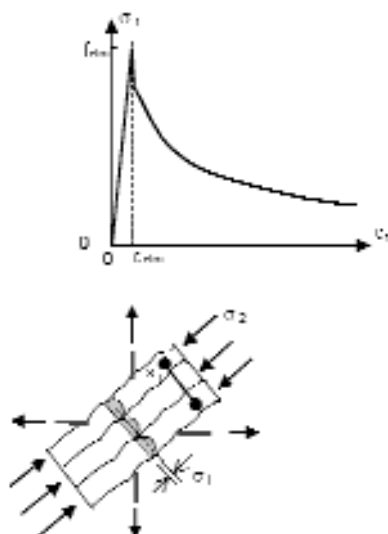


Figura 10. Relación tensión-deformación media para el hormigón en tracción.

tenemos un sistema de 8 ecuaciones no lineales: 3 ecuaciones de equilibrio (6, 7 y 8), 2 ecuaciones de compatibilidad (3 y la primera igualdad de 4) y 3 ecuaciones de comportamiento de los materiales: ecuación 12 para el hormigón a compresión y las relaciones bilineales para la armadura (figura 8), con $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$. Las incógnitas son: θ , ϵ_x , ϵ_p , ϵ_v , σ_2 , σ_{sx} y σ_{sv} . Podemos comprobar que la tensión de cedencia en la armadura transversal (522 MPa) se alcanza para $V = 458 \text{ kN}$ ($\theta = 25.5^\circ$ y $\tau = 1.69 \text{ MPa}$). Para incrementos de V la tensión en los cercos permanece constante y el agotamiento del hormigón a compresión se produce para un valor del cortante $V = 736 \text{ kN}$ ($\theta = 16.5^\circ$ y $\tau = 2.71 \text{ MPa}$).

3. RIGIDEZ TENSIONAL EN EL HORMIGÓN Y SU CONSECUENCIA EN EL ACERO

Los modelos estructurales propios del hormigón son una mezcla de ecuaciones basadas en la mecánica del continuo y

factores que tienen en cuenta la variación de las distintas propiedades del hormigón. Es muy importante que estos modelos estructurales no violen los principios de la mecánica del continuo, reservando esos factores para adaptarlos al comportamiento del hormigón. Cabe citar muchos ejemplos, como son las fórmulas de Kuchma para la influencia del tamaño máximo del árido o los modelos de Collins para la reducción de la capacidad del hormigón a compresión debido a su sollicitación perpendicular a tracción, todos ellos reflejados por Cladera y Marí (2000).

La mayor crítica a la TMCC es que el tratamiento de las tensiones en el acero se hace de una forma poco rigurosa, una de las más recientes es Hsu (2002). A juicio de los autores de este artículo dicha reclamación es del todo acertada y debe ser tomada en cuenta puesto que el error cometido conduce a un tratamiento erróneo de las tensiones del acero.

Consideremos nuevamente el fenómeno de la rigidez tensional (Hernández Montes (2002), entre otros). Si tenemos una barra cuya sección transversal está constituida por un cuadrado de hormigón con una barra de acero situada en el centro de la sección, y sometemos el conjunto a una sollicitación de tracción, se observan los siguientes pasos según se incrementa la carga de tracción:

- Al principio, tal vez nunca o sólo en condiciones ideales, se produce una distribución uniforme de tensiones en el hormigón y en el acero, antes de que el hormigón alcance su tensión de fisuración, f_{ct} . Figura 11.a. Hemos dicho que tal vez nunca debido a que es inevitable la existencia de grietas en el hormigón y por tanto su nula resistencia a tracción en las grietas.

- Cuando la tensión de tracción en el hormigón alcance f_{ct} se producirá una grieta (puede que ya exista alguna grieta en el hormigón por otros motivos). El hormigón no presenta resistencia a tracción en dicha grieta y se produce un aumento de la tensión en el acero. Figura 11.b. En este paso podemos hablar de tensión media en el acero ($\sigma_{s,med}$) y tensión media de tracción en el hormigón ($\sigma_{ct,med}$). El módulo de deformación longitudinal en el acero será siempre E_s mientras no se alcance el punto de cedencia (f_y) en ninguna grieta, figura 11.b.

- En cuanto la tensión de cedencia del acero se alcance en alguna grieta, ya no se puede asegurar que el módulo de

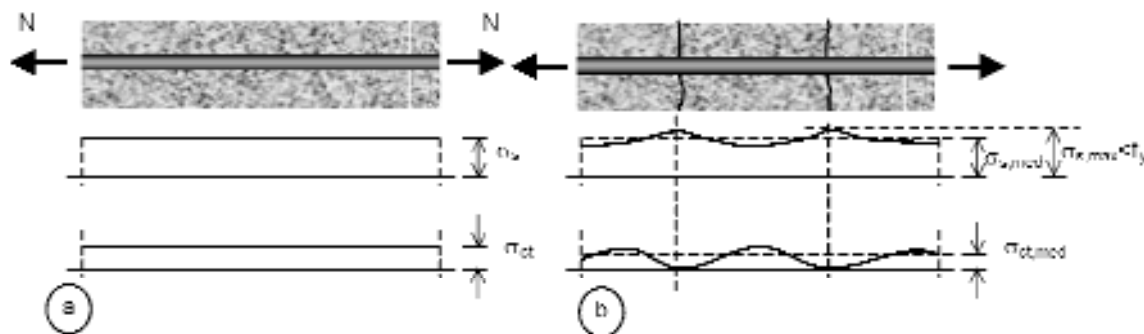


Figura 11. Barra sometida a tracción antes de que el acero entre en fluencia.

deformación longitudinal del acero permanece constante, referido a una tensión media. Esta observación no está tenida en cuenta ni por la TMCC ni por la reciente versión de Vecchio (2000).

La moderna teoría de Vecchio, del Campo de Tensiones Perturbado plantea la ampliación de la TMCC para barras con inclinación variable y realiza un nuevo estudio de agotamiento en grieta. Según Hsu (2002), la teoría no está suficientemente depurada.

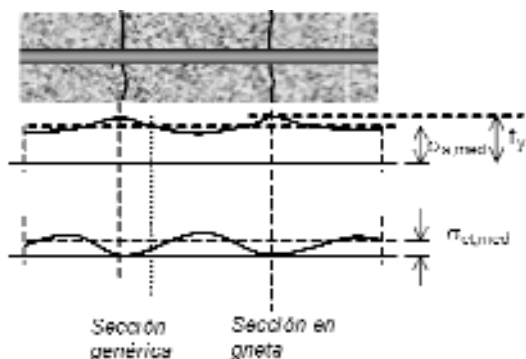


Figura 12. Barra sometida a tracción. El acero ha alcanzado la tensión de fluencia.

Establecemos el equilibrio entre una sección en grieta y una sección genérica que represente a las tensiones medias en el acero, figura 12. La tensión en el acero afecta a toda el área de la barra (A_s), mientras que la tensión de tracción en el hormigón afecta a un área eficaz ($A_{c,ef}$), que podría esta última bien ser la misma que interviene en los procesos de fisuración (artículo 49 de la EHE) u otra ajustada para el proceso de cortante.

$$A_s \cdot f_y = A_{c,ef} \cdot \sigma_{s,med} + A_{c,med} \cdot \sigma_{ct,med} \quad (14)$$

En la ecuación anterior el término $\sigma_{ct,med}$, es la conocida expresión de la tensión de tracción media más allá de la deformación correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón (f_{ct}) y que describe el proceso de la rigidez tensional, ecuación 13. A partir de la expresión anterior podemos deducir una expresión de la tensión media del acero, antes y después de que se haya producido la cedencia del acero en la grieta.

$$\begin{aligned} \sigma_{s,med} &= f_y - \frac{A_{c,ef}}{A_s} \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{ct}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_{ct}}} \quad \text{si } \epsilon_{ct} \geq \epsilon_{max,l} \\ \sigma_{s,med} &= E_s \cdot \epsilon_{ct} \quad \text{si } \epsilon_{ct} < \epsilon_{max,l} \end{aligned} \quad (15)$$

La delimitación de $\epsilon_{max,l}$ se hace a partir de la ecuación 14, imponiendo que en la grieta se alcance la deformación de cedencia en el acero, ϵ_y

$$E_s \cdot \epsilon_y \cdot A_s = E_s \cdot \epsilon_{max} \cdot A_s + A_{c,ef} \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{ct}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_{max}}} \quad (16)$$

En el ejemplo siguiente se van a tratar las tres teorías aquí analizada: TCC, TMCC y TUCC. El valor del área efectiva de hormigón ($A_{c,ef}$) en la TUCC es el parámetro que requiere mayor ajuste experimental. En el ejemplo siguiente se han tomado dos valores límites proporcionados por el artículo 49 de la EHE.

Ejemplo

Las tres teorías de cortante expuestas anteriormente, TCC, TMCC y TUCC han sido aplicadas al ejemplo estudiado por Collins (1991), figuras 13 y 14. Hay que tener en cuenta que los parámetros usados en la TUCC son los mismos que han sido ajustados a la TMCC.

El área eficaz $A_{c,ef}$ en este ejemplo se ha tomado como la zona rectangular en torno a la barra a una distancia no superior a 7.5 veces el diámetro de las barras de la armadura. No obstante se han tomado en la anchura dos valores límites: la mitad de la anchura del alma (38 mm) y toda la anchura del alma (76 mm).

El tratamiento de agotamiento en grieta tanto para la TMCC como para la TUCC, ha sido el propuesto por Collins y Mitchell (1991), se ha preferido éste al de Vecchio (2000), puesto que está más contrastado.

Las tres teorías han sido implementadas por los autores del presente artículo mediante el método secante con dos valores iniciales por variable.

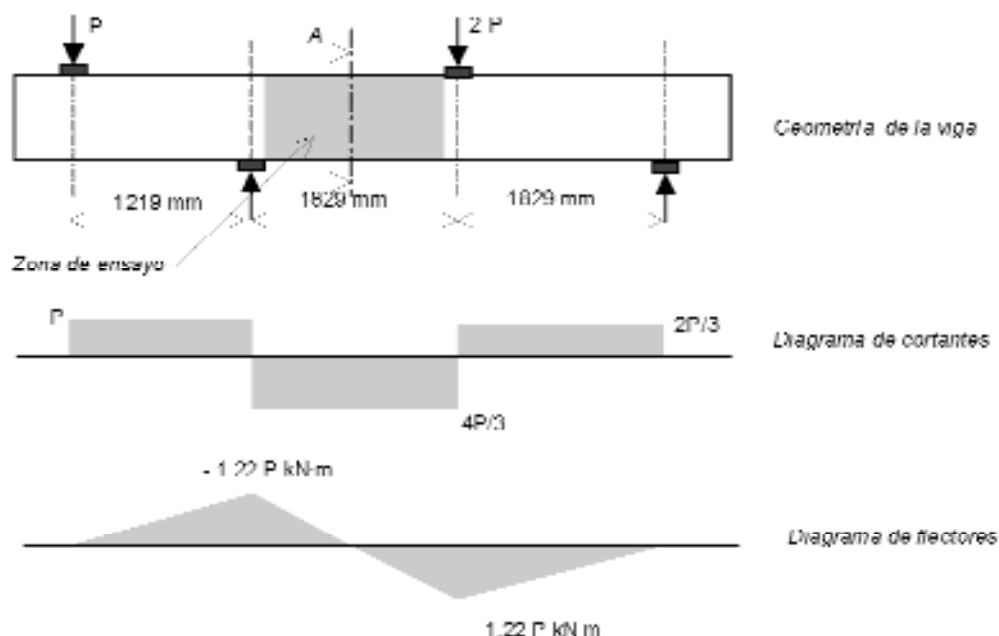
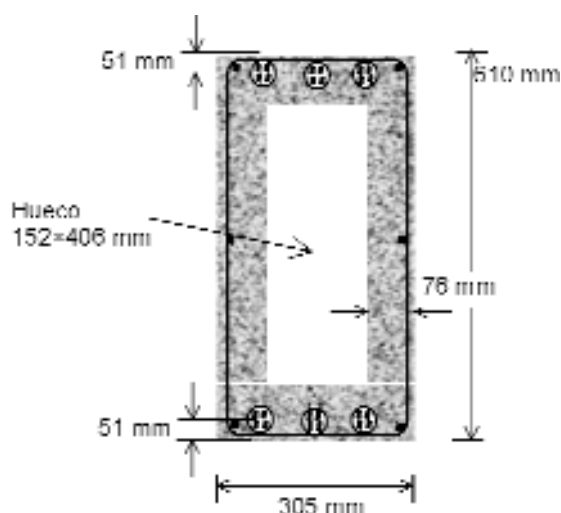


Figura 13. Geometría del ensayo, original de Abersman y Conte.



Características de la sección transversal

Recubrimiento lateral = 13 mm

Recubrimiento superior e inferior = 25 mm

 $f_c = 38.6$ MPa $f_{ct} = 2$ MPa $\epsilon_{c1} = 0.003$ Cercos de $\varnothing 9.5$ mm cada 152 mm $f_y = 367$ MPaBarras longitudinales pasivas 6 de $\varnothing 9.5$ mm $f_y = 367$ MPa

Barras longitudinales activas

Alambres 6 x 4 de $\varnothing 7$ mm $f_{pu} = 1680$ MPa $f_{py} = 1450$ MPa $\Delta\epsilon_p = 0.0054$ $E_p = 197000$ MPa

Figura 14. Ejemplo. Sección transversal A, según figura 13.

Para la ecuación 13 y 15, se ha tomado $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$. De la ecuación 16 se deduce que $\epsilon_{max,l} = 0.000889$. La figura 15 representa la tensión media del acero de la armadura transversal en el caso del área eficaz extendida a toda la anchura del alma. La armadura longitudinal está sometida a tensiones inferiores a la de fluencia durante todo el proceso, y no ha sido necesario usar la expresión de la ecuación 15.

La figura 15 representa la relación tensión-deformación considerada por las distintas teorías. La TUCC tiene un comportamiento que recuerda al propuesto por Hsu (Comité ASCE-ACI 1998), si bien la formulación de la TUCC es mucho más sencilla y no usa ningún concepto nuevo, puesto que la relación tensión-deformación del hormigón en tracción ya ha sido utilizada en el mismo procedimiento. El único concepto distinto a las otras teorías de corte es el del área eficaz, concepto muy asimilado por los profesionales del hormi-

Tensión media de la armadura transversal (MPa)

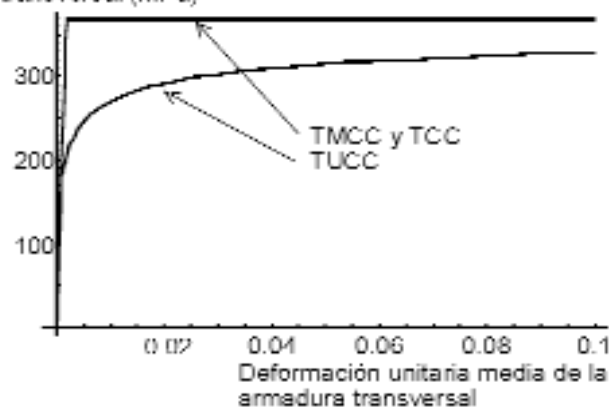


Figura 15. Gráfica tensión deformación de la armadura transversal con el área eficaz extendida a toda la anchura del alma.

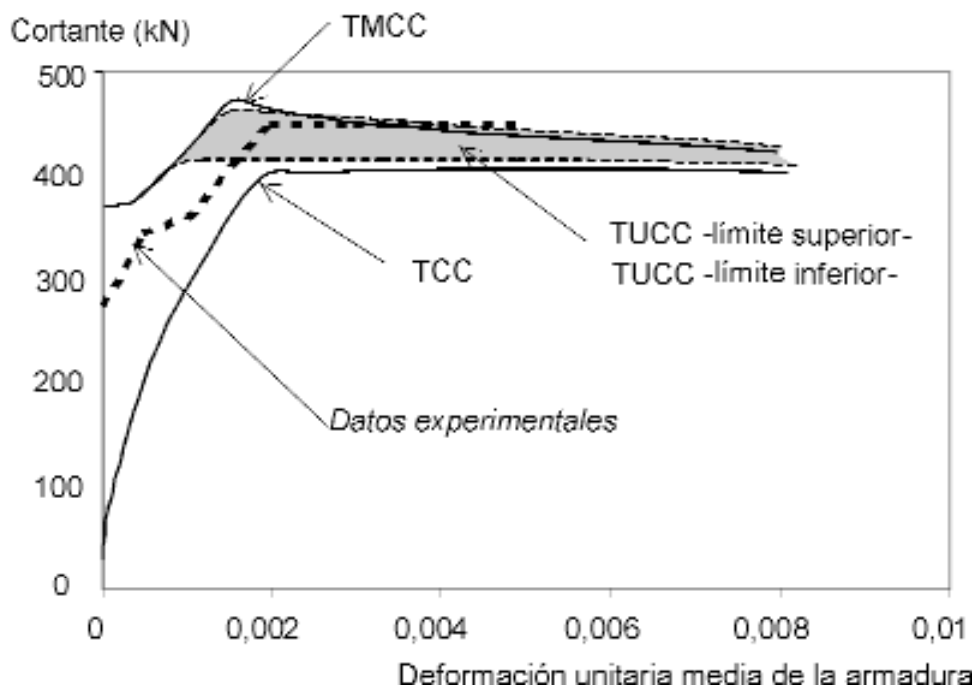


Figura 16. Comportamiento de las tres teorías.

gón puesto que ya se tiene en cuenta en distintos fenómenos como la fisuración.

La figura 16 representa el esfuerzo cortante frente a la deformación de las barras transversales según las tres teorías: TCC, TMCC y TUCC.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se han estudiado con detalle algunas de las más famosas teorías de cortante, junto con varias de sus críticas y deficiencias. Además se ha presentado una nueva teoría (Teoría Unificada del Campo de Compresiones –TUCC–), como una mejora conceptual sobre la Teoría Modificada del Campo de Compresiones –TMCC–. La TUCC hace un tratamiento de las tensiones en las barras de acero coherente con el de las deformaciones. Aunque la TUCC tiene algunos parámetros no ajustados, se intuye que puede tener un resultado más cercano a la experimentación de sus predecesoras.

Agradecimientos

Mi más profundo agradecimiento a mi amigo y Profesor Mark Aschheim de la Universidad de Santa Clara (California) porque en su labor de “abogado del diablo” ha contribuido inestimablemente a éste y a tantos otros trabajos comunes de investigación.

5. REFERENCIAS

ASCE-ACI Committe 445 on Shear and Torsion (1998). "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete". Journal of Structural Engineering. 1375- 1417.

Belardi, A., y Hsu, T.T.C. (1994). "Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete". ACI Struct. J., 91(4), 465-474.

Cladera Bohigas A., y Marí-Bernat A. (2001). "ELU de Cortante en Vigas: Aproximación histórica y Verificación experimental del Tratamiento de la EHE". Hormigón y Acero. Cuarto trimestre 2001. 43-61.

Collins, M.P. (1978). "Toward a rational theory for RC members in shear". J. Structural Division., ASCE 104(4), 649-666.

Collins M.P., Mitchell D., (1991). Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall, Nueva Jersey.

Hernández Montes, E. (2002). Hormigón Estructural. Editorial Universidad de Granada.

Hsu T.T.C. (1988). Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion. ACI Structural Journal. 85(6), 624-635.

Hsu T.T.C. y Vecchio F.J. (2002). Discussion of “Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation” and Closure to “Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation”. Journal of Structural Engineering. 1487-1489.

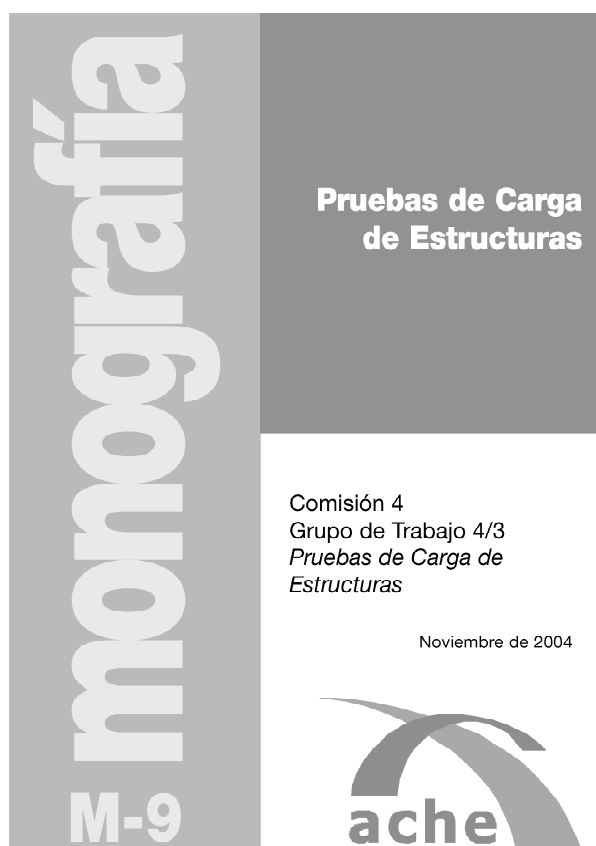
Vecchio, F.J., y Collins, M.P. (1986). "The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear". J. Am. Concrete Inst., 83(2), 219-231.

Vecchio, F.J. (2000). “Disturbed Stress Field Model For Reinforced Concrete: Formulation”. Journal of Structural Engineering. 1070-1077.

Pruebas de Carga de Estructuras

Monografía M-9 de ACHE

Por: Rafael Astudillo Pastor
Coordinador del Grupo de Trabajo



La utilización de las pruebas de carga como medio de comprobación del comportamiento estructural de un puente o una estructura, en general, es una tradición desde épocas históricas. Hasta el desarrollo de las primeras teorías de cálculo de estructuras, el constructor no tenía otro medio para comprobar la seguridad de su obra frente a las cargas esperadas que situar éstas sobre la propia estructura y observar el efecto.

Durante los siglos XIX y XX el proceso de comprobación experimental del comportamiento de las estructuras se fue refinando, tanto en la determinación previa de las acciones que había que introducir sobre la estructura y en la metodología para la realización de la prueba, como en la instrumentación para la medida de las distintas magnitudes que definen su respuesta.

Colapsos de puentes en la primera fase de su vida útil, así como la aparición de “nuevos materiales” como el acero y el

hormigón armado o pretensado, llevaron a las administraciones a exigir comprobaciones de que la capacidad portante de las estructuras era suficiente antes de su puesta en servicio.

Estas pruebas de carga de recepción son hoy en día obligatorias en muchos países, ya sea para puentes de carretera, puentes de ferrocarril o edificaciones. En España, concretamente, son siempre obligatorias para los dos primeros tipos de estructura.

En la actualidad, el mejor conocimiento del comportamiento de las estructuras, los métodos de cálculo más sofisticados, las suficientemente contrastadas reglamentaciones para el proyecto y construcción de obras de determinados materiales, la mejor calidad de los materiales y del control de la obra, así como la mejora de los procesos constructivos deberían ofrecer garantías suficientes para que las pruebas de carga de recepción, al menos en determinado tipo de estructuras, fueran un recurso solamente utilizado en casos singulares.

La prueba de carga permite, por otro lado, la comprobación experimental del comportamiento de estructuras existentes que, por un motivo u otro (patologías estructurales, rehabilitación, cambio de uso, etc.), es preciso conocer. Con trenes de carga mucho más reducidos en magnitud que en el caso de una prueba de recepción, pero adaptados específicamente al objetivo perseguido, se puede conseguir valiosa información sobre el funcionamiento real de la estructura y calibrar consiguientemente los modelos teóricos que se estén planteando.

La documentación española sobre pruebas de carga es escasa y dispersa. En el caso de los puentes de carretera, el Ministerio de Fomento, a través del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, ha ido actualizando, desde 1973, diversas recomendaciones para la ejecución de dichas pruebas de carga. En el caso de puentes de ferrocarril, tanto la antigua instrucción de acciones como la futura IAPF se refieren fundamentalmente a la obligatoriedad de las pruebas y a los criterios generales a seguir, pero no se llega a describir la metodología para su realización.

En el caso de puentes de ferrocarril, la descripción más pormenorizada de las actuaciones a realizar en pruebas de carga se encontraría en los pliegos para concursos de realización de inspecciones y ensayos elaborados por la Dirección General de Ferrocarriles o por RENFE.

La primera monografía del GEHO se dedicó, precisamente, a la utilización de pruebas de carga para estimar la capacidad portante de estructuras existentes.

En el trabajo realizado por el Grupo de Trabajo 4/3 de ACHE, que ha dado lugar a la monografía que aquí se presenta, se ha pretendido recoger en un solo documento la descripción minuciosa de la realización de pruebas de carga en puentes de carretera, puentes de ferrocarril y edificaciones. Cada uno de los apartados ha sido desarrollado por un especialista con largos años de experiencia en el tema y ha sido revisado y debatido por el grupo de trabajo en su conjunto.

El documento complementa y entra en numerosos detalles que las recomendaciones o reglamentaciones oficiales, mucho más escuetas, no llegan a tratar. Se hacen, eso sí, obligadas referencias directas a dicha reglamentación.

En resumen, el contenido del trabajo recogido en esta monografía de ACHE está estructurado como sigue:

Aparte de una **introducción** y un apartado de **aspectos generales** donde se definen y describen la finalidad y tipología de las pruebas de carga, en el capítulo 3 se abordan las pruebas de carga de **puentes de carretera**, describiéndose, entre otras, las actuaciones correspondientes al planteamiento de la prueba (proyecto de la prueba, trenes de carga, materialización de los trenes de carga, magnitudes a medir, circunstancias del entorno, etc.), así como las relativas a la propia realización material de la prueba (colocación del tren de carga, instrumentación, escalones de carga, estabilización de medidas, remanencias, etc.) y, finalmente, se hace referencia en este capítulo al informe de la prueba. Se contemplan, asimismo, las pruebas de carga reducidas y los efectos ambientales.

En los capítulos 4 y 5 se tratan las pruebas de carga de **puentes de ferrocarril de hormigón y metálicos**, respectivamente. En ambos casos con análogos apartados que en el caso de puentes de carretera. Se incluyen además, para este tipo de puentes, referencias a la realización de ensayos dinámicos, consubstanciales a las estructuras ferroviarias.

El capítulo 6, con la misma estructura que los anteriores, se dedica a las pruebas de carga de **forjados**. Finalmente se dedica un último capítulo 7 a la **instrumentación**, describiendo los transductores más utilizados en ensayos estáticos y dinámicos para medida de desplazamientos, deformaciones, rotaciones y aceleraciones. Se incluyen también los sistemas para toma de datos y registro de la respuesta estática y dinámica de las estructuras.

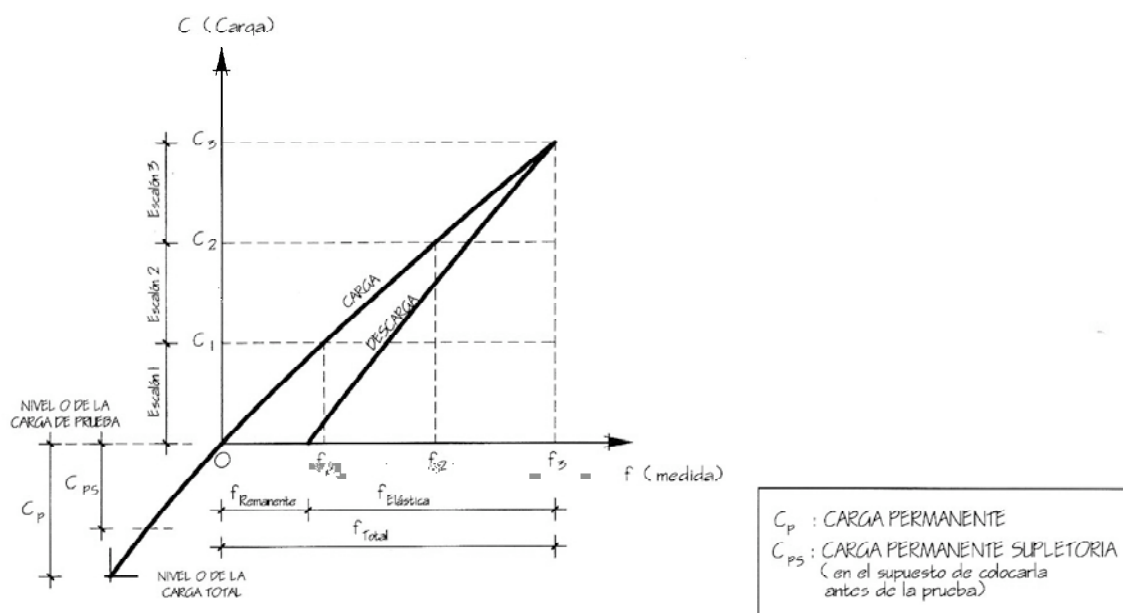
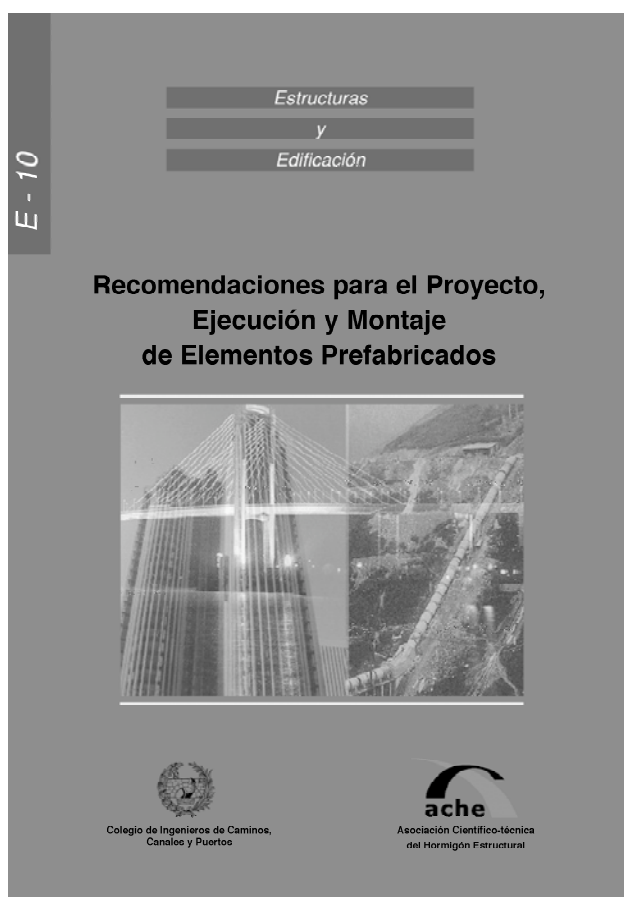


Figura 3.4. Proceso completo de carga / descarga

Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados

Por: José Calavera Ruiz
Presidente GGT1 "Prefabricación"



Se acaba de publicar por ACHE un libro con el título arriba indicado.

Una obra como estas "Recomendaciones" supone un esfuerzo largo e intenso de un elevado número de personas, ya que la amplitud del contenido, la diversidad de los temas, y la ausencia muy marcada de Normativa española en muchos de los asuntos tratados, exigen la coordinación de esfuerzos de especialistas en muy diversos campos.

El esfuerzo ha merecido la pena porque la Prefabricación en España ha alcanzado, no sólo un nivel general de gran calidad, sino que en algunos de los campos, el nivel es reconocido internacionalmente como excelente. Esfuerzo que era necesario, primero concretarlo en un documento, para, después, convertirlo en una base para la futura reglamentación.

El libro ha sido redactado por un Grupo General de Trabajo presidido por José Calavera Ruiz, actuando como Secretario General, Antonio Garrido Hernández.

El texto contiene una Parte A, "Aspectos comunes a todos los elementos prefabricados" y una Parte B de aspectos específicos de cada tipo.

La Parte B se ha ordenado en diez capítulos, que se reseñan a continuación, indicándose también el Coordinador de cada Subgrupo de Trabajo.

Esperamos que el esfuerzo tenga continuidad en futuras iniciativas, dado que el prefabricado moderno se presenta como una solución potente a algunos de los problemas estratégicos de la construcción, tales como el cumplimiento de plazos o la seguridad laboral.

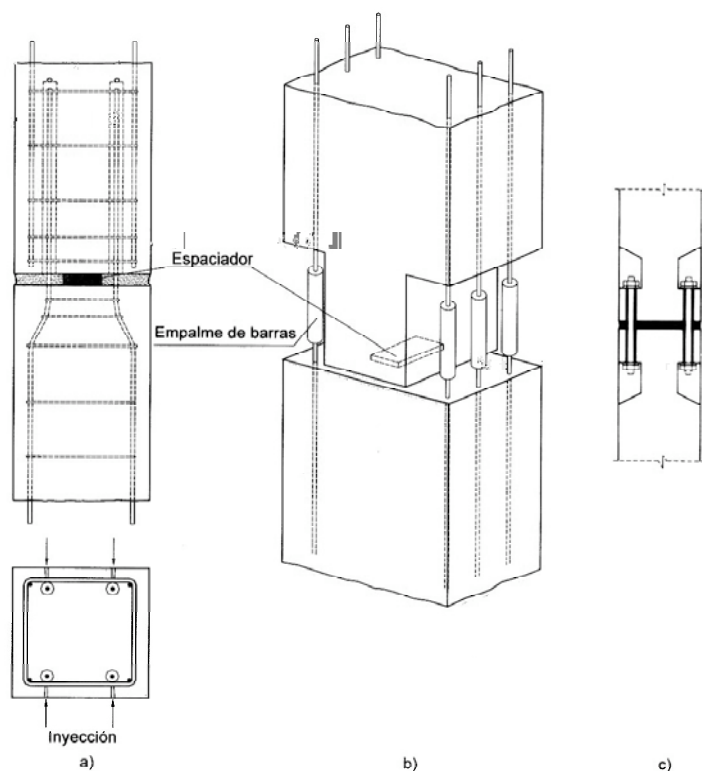


Figura 3.5.4.a Uniones pilar-pilar.

CAPÍTULO	COORDINADOR	
1. Viguetas y losas nervadas	José María Simón Serra	COLEGIO DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUNYA
2. Losas alveolares	Enrique González Valle	INTMAC
3. Elementos lineales para naves y edificios	Jaime Fernández Gómez	INTMAC
4. Puentes y acueductos	José Luis Lleyda Dionis	ALVISA
5. Losas y bóvedas bajo terraplenes	David Fernández-Ordóñez	PREFABRICADOS CASTELO
6. Muros de contención	Manuel Burón Maestro	PACADAR SA
7. Elementos para edificios con paneles	Javier Valle Chausson	PRECON
8. Tubos y galerías	Luis Agudo Fernández	AFTHAP
9. Pilotes	Marcos Arroyo Alvarez	IBERINSA
10. Traviesas	José Quereda Laviña	IECA-CENTRO

El texto contiene 668 páginas y todas las fotografías de realizaciones se reproducen en color.

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE MAYO 2005

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	GT1/1 Análisis de estados límite en forjados compuestos de hormigón estructural	Luis Vega Catalán
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón	Roberto Brufau
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Edificios de gran altura. Proyecto	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez	GT2/1 Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón para cimentaciones especiales	Julio Vaquero García
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada al hormigón estructural	Juan Carlos López Agüí
	GT2/5 Hormigón reciclado	Pilar Alejos
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	GT3/1 Encofrados y cimbras	Luis Villamonte Varela
	GT3/2 Hormigonado no convencional	Fernando Hue García
	GT3/3 Anclajes al terreno	Javier Ripoll García-Mansilla
	GT3/4 Seguridad y Salud	Francisco Calderón
	GT3/5 Andamios y Apeos	Manuel Burón Maestro
	GT3/6 Edificios de gran altura	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	GT4/1 Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: José Mª Arrieta Torrealba Secretario: Concepción Velando Cabañas	GT5/1 Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/3 Puentes mixtos	Pilar Crespo Rodríguez
	GT5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas	Juan Luis Bellod Thomas
	GT5/5 Manual de ejemplos de aplicación de la EHE	José Mª de Villar Luengo
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres
	GT5/7 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
GGT1 Aseguramiento de la calidad en el proyecto Coordinador: Antonio Garrido Hernández		
GGT2 Tirantes Coordinador: Florencio del Pozo Secretario: José E. Herrero Benéitez		



Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF Calle.....

Ciudad Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax E-mail

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante (41 €) ☐ Personal (77 €) ☐ Colectivo (180 €) ☐ Protector (325 €) ☐ Patrocinador (650 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular

NIF

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control

Número cuenta





PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Ciudad Universitaria s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo Empresa

Dirección Población C.P.

Provincia Email Fax Teléfono

Datos de Facturación

Nombre completo Empresa CIF/NIF

Dirección Población C.P.

Provincia Email Fax Teléfono

¿Es miembro de ACHE?

Forma de pago:

☐

☐ Cheque nominal a nombre de ACHE

☐ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidráulicas	7,81	5,86
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21
B-18	El fenómeno de <i>tensión-stiffening</i> en las estructuras mixtas	6,01	4,51
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00
G-1	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno HP 8-96	23,29	17,49
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50

MONOGRAFÍAS

M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00

TESIS DOCTORALES

	Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior - Gonzalo Ramos Schenider	18,03	9,02
	Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado - Juan Antonio Sobrino Almunia	18,03	9,02
	Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02
	Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Candente	24,04	12,02
	El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03
	Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03
	Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03
	Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03
	Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03
	Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03
	Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03
	Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03
	Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03
	Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03
	Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03
	Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03
	Estudio experimental de la adherencia de cordones pretensos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03
	Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03
	Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03
	Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03
	Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00
------------------	-------	-------	-------



Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículo no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en “Hormigón y Acero”, se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en “Hormigón y Acero”. Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A

continuación, se hará constar el nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre del autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos** o **croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4 (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo t (1.75 mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras y gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1, 2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éstos están elaborados con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas

que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo que se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo “línea” escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Éstos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600 x 1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200 ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otras similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la I y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de libros

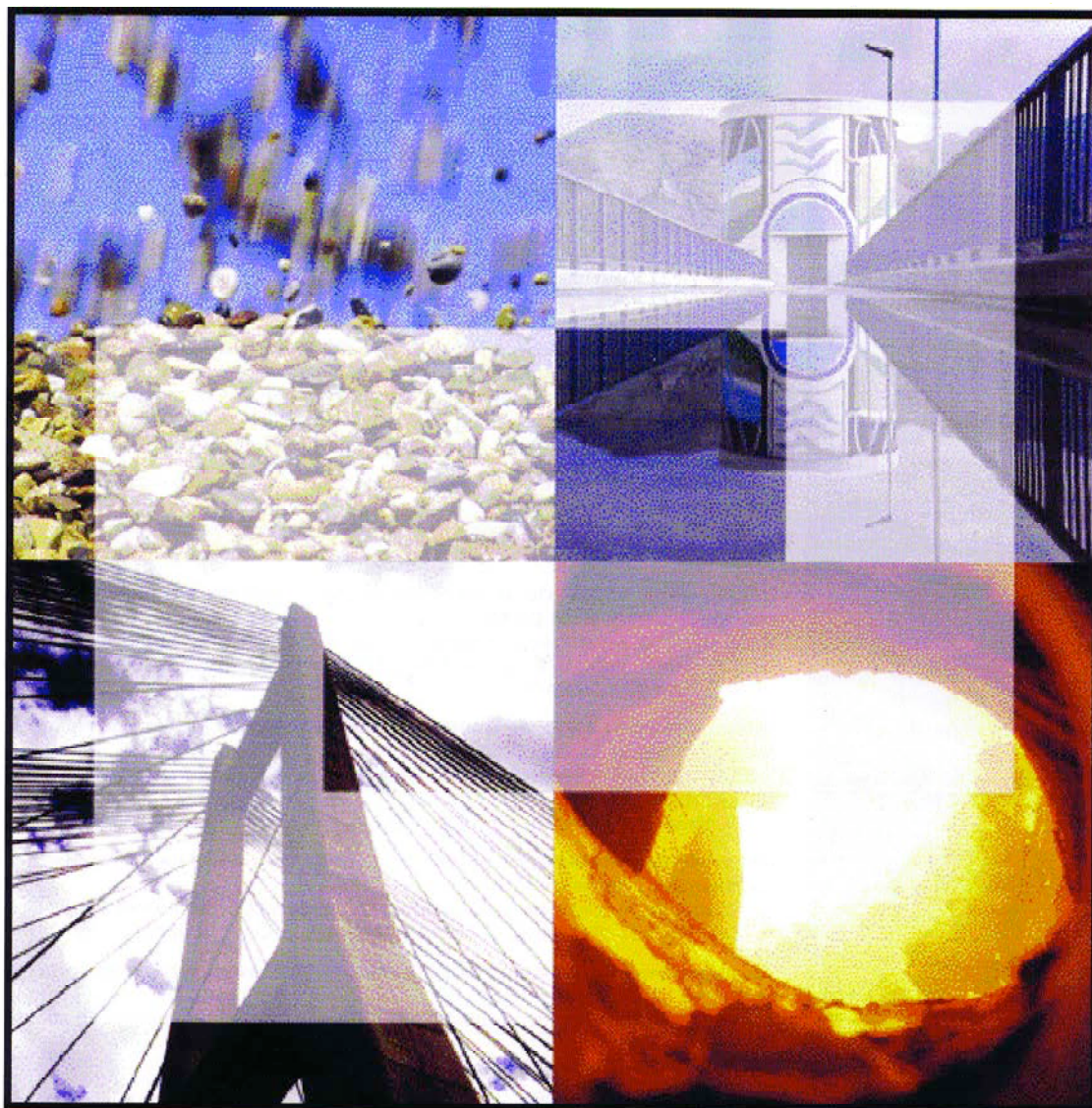
Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de “Hormigón y Acero”.

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

Cimentando soluciones



- ✓ *Asistencia técnica a la Administración y usuarios del cemento y el hormigón.*
- ✓ *Investigación.*
- ✓ *Normalización y Certificación.*
- ✓ *Publicaciones técnicas.*



INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO
Y SUS APLICACIONES

José Abascal, 53, 2º. 28003 MADRID.
Teléf.: 91 442 93 11. Fax: 91 442 72 94.
<http://www.ieca.es>

Delegaciones en:
Madrid, Barcelona, Valencia,
Sevilla, Bilbao, León y Canarias.



**A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l**

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ N.I.F.: G-28813442