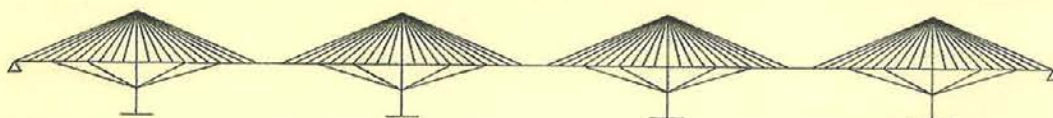
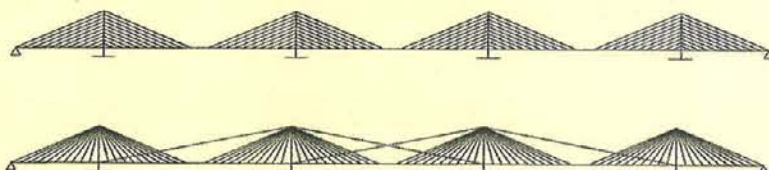


HORMIGÓN y acero

nº 217

Tercer trimestre de 2000



**Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.org>



MIEMBROS 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 los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

- ALATEC PROES, S.A.**.-P.º Virgen del Puerto, 5-1.º. 28005 Madrid.
ANEFHOP.-Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).-
Príncipe de Vergara, 211-1.º. 28002 Madrid.
ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.-Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus.
08034 Barcelona.
CALIDAD SIDERÚRGICA.-Castelló, 128. 28006 Madrid.
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.-Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEDEX (Laboratorio Central).-Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.-Avda. Iparaguirre, 82, 1º.
48940 Leioa (Vizcaya).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.-Almagro, 42. 28010
Madrid.
COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.-Vía Laietana, 39.
08003 Barcelona.
**CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS
TÉCNICOS.**-P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.
CYPE INGENIEROS, S.A.-Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B. 03003 Alicante.
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.-Ciudad Universitaria,
s/n. 28040 Madrid.
DRAGADOS CONSTRUCCIÓN P.O.-Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700
San Sebastián de los Reyes (Madrid).
ESTEYCO, S.A.-Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.-Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.-Acanto, 22. 28045 Madrid.
FUNDACIÓN LABEIN.-Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.
IECA.-José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.-Serrano
Galvache, s/n. 28033 Madrid.
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.-Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INTEINCO.-Serrano, 85. 28006 Madrid.
INTEMAC.-Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
PREFABRICADOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIALES, S.A.-Madrado, 86 - Entlo. 1.ª. 08021
Barcelona.

MIEMBROS PROTECTORES

- ALVI, S.A.**-Orense, 10. 28020 Madrid.
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.-Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio,
planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.-Plaza Gala Placidia, 1.
08006 Barcelona.
CEMENTOS MOLINS, S.A.-C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenc dels Horts (Bar-
celona).



Foto de portada: Puente General Rafael Urdaneta sobre el lago Maracaibo.

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.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:

APARICIO BENGOCHEA, Ángel C.

Miembros del comité:

ARRIETA TORREALBA, José M.^a
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAKES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José M^a de

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:

Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Producciones Meeting Point
c/ P.^o Castellana, 117 - MADRID

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

ARTÍCULO CENTRAL

- Puentes atirantados continuos 3
Multi-Span cable stayed bridges
J. Manterola y J. Rodado

REALIZACIONES DE PUENTES

- Obras de transformación de la plaza Cerdà, Barcelona 37
Works of transformation of the Cerdà square at Barcelona
M. Valdés, J. Llongueras y A. Marí
- Viaducto de Hato Rey del Tren Urbano en San Juan de Puerto Rico .. 47
Hato Rey viaduct for the urban train in San Juan de Puerto Rico
M. Thomé, J. Rodado y J.I. Alonso

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- Comportamiento sísmico de las uniones metálicas en pórticos de nudos rígidos. El terremoto de Northridge 57
Seismic behavior in frame-moment connections. Northridge earthquake
L.M. Gil, E. Hernández y E. Bayo
- Necesidad de una verificación por estados (Do) en el análisis sísmico. Aplicación a un edificio H^o A^o 69
Necessity of verification for states on the seismic analysis. Application for a H^o A^o building
A. Catalá Goñi
- Utilización de amortiguadores y conectores sísmicos en puentes 81
Use of dampers and seismic connectors in bridges
J. Forment, J.M. Canet y A.C. Aparicio
- Comportamiento de la reparación localizada de viguetas armadas afectadas por corrosión 101
Patch repair evaluation of corroded reinforced concrete girders
O. Río, C. Alonso, C. Andrade y L. Vega

INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

- La rehabilitación del puente sobre el río Ebro en Frías 111
Rehabilitation of a bridge over river Ebro in Frías
L. Saldaña, L. Ortega y P. Tanner

RINCÓN DE ACHE

- Comisión 5 123
Monografía N.^o 3 126

PROYECTOS DE PUENTES

- OBRAS HIDRAULICAS
- ESTRUCTURAS METALICAS
- CARRETERAS
- FERROCARRILES
- GEOTECNIA
- OBRAS MARITIMAS
- INFORMATICA
- EDIFICACION
- PRESAS
- PUENTES
- ESTRUCTURAS
- MEDIO AMBIENTE
- ESTUDIOS ECONOMICOS
- LABORATORIO
- OBRAS INDUSTRIALES
- COGENERACION



Puente de Alameda. Valencia



Estación Nuevos Ministerios. Renfe. Madrid



IBERINSA

IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA. S.A.

Avda. de Burgos, 25. 28036 MADRID.



Viaductos de acceso al puente Ting Kau (Hong Kong) de hormigón pretensado contruidos por voladizos sucesivos.



Viaducto para el ferrocarril urbano de Hato Rey (Puerto Rico) con dovelas prefabricadas de hormigón y pretensado exterior.



Viaducto de San Timoteo en la CN-632 (Asturias, España) con tablero de estructura mixta acero-hormigón.

Puentes atirantados continuos

Multi-Span cable stayed bridges

Javier Manterola Arnisén

Dr. Ingeniero de Caminos
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

Juan Rodado López

Dr. Ingeniero de Caminos
IBERINSA

RESUMEN

Un puente atirantado continuo se caracteriza por tener más de tres vanos y carecer de bloques intermedios de anclaje que romperían la continuidad. La problemática de este tipo de puentes se plantea cuando se analiza su comportamiento frente a sobrecargas alternadas. En el presente artículo se estudian las diferentes tipologías de puente atirantado continuo, estableciendo cuáles son las más adecuadas para hacer frente a este tipo de solicitación. En primer lugar, se analizan las tipologías clásicas de atirantamiento, en arpa y en abanico, con distinto tipo de vinculación entre pila, pilono y tablero. Posteriormente, se tratan otras configuraciones diferentes del atirantamiento como son la alternancia de pilonos de diferente altura a lo largo del puente, la utilización de tirantes adicionales de rigidización de los pilonos entre sí, los tirantes cruzados en los vanos principales o los tirantes inferiores al tablero.

Palabras clave: Puente. Atirantado. Tirante. Continuo.

1. INTRODUCCIÓN

Casi todos los puentes atirantados existentes corresponden a la típica disposición del puente de tres vanos (Figura 1), en la cual el vano principal está contrarrestado por dos vanos de compensación cuya luz no suele ser mayor de $0,4 L$, siendo L la luz principal.

La razón para que esto sea así es que, generalmente, de lo que se trata, es de realizar el salto de un gran vano principal. El resto del puente se subordina a conseguir la máxima eficacia del atirantamiento de este vano ante la presencia de las cargas permanentes y las sobrecargas variables, las cuales pueden estar o no en cualquiera de los vanos.

La eficacia del atirantamiento depende de muchos factores, área de los tirantes, inercia del dintel, altura y rigidez de la torre, etc., pero sobre todo depende del grado de fijación del punto A (Figura 2), allí donde los tirantes se anclan en la torre principal. A proporcionar rigidez a este punto ante las fuerzas horizontales, es a lo que se subordina el diseño de los puentes atirantados. Casi todo gravita sobre este hecho.

SUMMARY

A multi-span cable stayed bridge consists of more than three spans without intermediate anchor blocks, which would break the continuity. The problem with this type of bridge is its capacity to withstand alternated live loads. In this article the different typologies for a multi-span cable stayed bridge are analysed, establishing which of them are the most appropriate ones to resist this kind of efforts. First of all, the classic typologies, fan and harp, are analysed, considering different types of join between pier, pylon and deck. Then, other different stays configurations are studied: the arrangement of pylons with alternated different height along the bridge, the use of additional stays to rigid the pylons with each other, the overlapping fans of stays in the main spans, or the stays located under the deck.

1. INTRODUCTION

Nearly all the existing cable stayed bridges correspond to the typical arrangement of a three span bridge (Figure 1), where the main span is counterac-

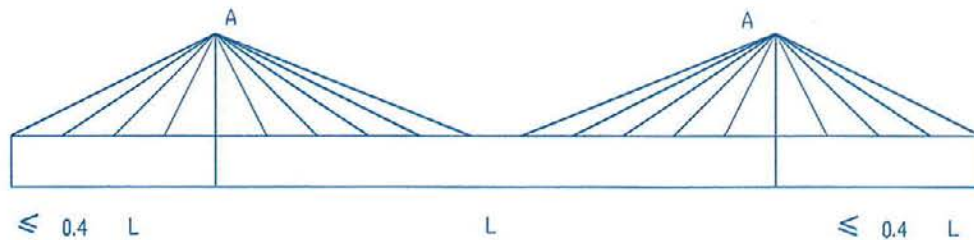


Figura 1. Disposición típica de un puente atirantado de tres vanos.
Figure 1. Typical layout of a three span cable stayed bridge.

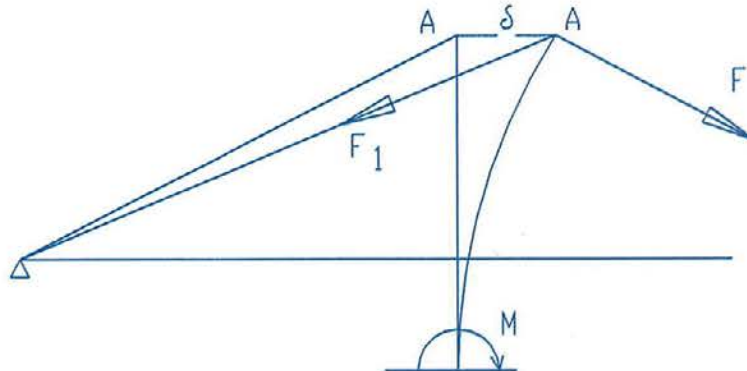


Figura 2. Movimiento de la torre de un puente de tres vanos ante las fuerzas de los tirantes.
Figure 2. Tower displacement due to stayed forces in a three span cable stayed bridge.

ted by the two side spans whose span length is not usually greater than $0.4L$, where L is the main span length.

The reason of this is that, generally, it consists of passing a long main span. The rest of the bridge is subjected to obtain the maximum efficiency of the cable system in this span under the permanent loads and the live loads, which can act in any of the spans.

The efficiency of the cable system depends on a lot of factors, stays section, deck inertia, height and stiffness of the tower, etc., but, above all, it depends on the longitudinal restraint of the point A (Figure 2), where the stay cables are anchored to the main tower. To provide stiffness at this point under the horizontal forces is the aim of the cable stayed bridges design. Nearly all is oriented to this purpose.

In the traditional three spans bridges, the fixation grade at this point is achieved by both the tower stiffness and the compensation backward cable stays stiffness. Subjected to an external force F , the movement " d " at the top of the tower will be greater or smaller depending on these

parameters. A part of the load at the main span is equilibrated by the deflection of the pier causing bending moments along it. Another part gives place to a force F_1 at the backward stays.

It is interesting, from an economic point of view, that the part F_1 , which takes the backward stay cable carries the greater part of the external load, which can be achieved, on one hand, by reducing the pier stiffness to the minimum compatible with the vertical load and the wind or other transverse action over the pier, and on the other hand, by anchoring the backward cable stays to fixed or almost fixed points, that is, a support at the abutment or very short deck spans located between fixed points.

The limitation of the length of the side span to values equal or minor than $0.4L$ responds to this principle. When the side span is equal or shorter than $0.4L$, the cable stay OA must be designed to resist the corresponding load of the symmetrical cable stay at the main span together with the corresponding to the MN zone, which is not directly balanced by the side span (Figure 3a). That important load, acting over the cable

En los puentes tradicionales de tres vanos, el grado de fijación de este punto se consigue por el conjunto de rigidez de la torre y de la rigidez de los tirantes traseros de compensación. Ante una fuerza exterior F , el movimiento " δ " de la cabeza de la torre, será mayor o menor en función de estos parámetros. Una parte de la carga del vano principal se equilibra deformando la pila y produciendo una determinada ley de momentos flectores en la misma. Otra parte se convierte en una fuerza F_1 en los tirantes traseros.

Lo que interesa, desde un punto de vista económico, es que la parte F_1 que se lleva el tirante trasero sea la parte mayor de la carga exterior, lo cual se consigue, por un lado, reduciendo la rigidez de la pila a la mínima cantidad, compatible con la carga vertical que la solicita y la flexión transversal del viente o acciones transversales al puente y por otro, anclando los tirantes traseros en puntos fijos o poco deformables, es decir, un apoyo en el estribo ó en vanos de dintel de luz muy pequeña situados entre apoyos fijos.

El control de la longitud del vano de compensación a valores menores o iguales a $0,4 L$, responde a este principio. Cuando el vano de compensación es igual o menor que $0,4 L$, el tirante OA debe estar dimensionado para resistir la carga correspondiente del tirante simétrico del vano principal más la correspondiente a la zona MN, la cual no está directamente equilibrada por el vano de compensación (Figura 3a). Esa importante cantidad de carga, actuante sobre el tirante OA, determina un dimensionamiento muy importante de este cable que le posibilita para resistir eficazmente, con un módulo de elasticidad alto, la sobrecarga actuante sobre todo el vano principal. El punto A se ve muy constreñido al desplazamiento longitudinal por la rigidez del tirante OA.

Cuando la luz del vano de compensación es igual a la mitad de la del vano principal, la carga inicial que es posible introducir al tirante OA, sólo puede ser la del tirante delantero que equilibra. Bajo la actuación de la sobrecarga en el vano central no le queda capacidad de carga al tirante OA y el movimiento horizontal del punto A sería muy grande y por tanto la pérdida de eficacia del atirantamiento del vano principal. Y no se arregla gran cosa sobredimensionando el tirante OA, pues, como la puesta en carga debe ser siempre la misma para no sobrecargar la torre, la tensión del tirante será pequeña y por tanto se reducirá el módulo de elas-

ticidad virtual del tirante y por tanto su rigidez Ev/A . Pues lo que interesa, en todo tirante es conservar alto el producto del modelo de elasticidad virtual por el área (Figura 3b).

Si el vano de compensación es mayor que $0,5 L$ la rigidez de los tirantes traseros viene gobernada por la flexibilidad vertical del dintel del vano de compensación que normalmente es muy grande. Ante una sollicitación en el vano principal los tirantes traseros prácticamente no entran en carga y la única fijación del punto A se la tiene que proporcionar la rigidez de la pila. Y lo mismo podríamos decir de la carga actuante en los vanos laterales (Figura 3c).

El caso se generaliza en un puente atirantado continuo. Ante la actuación de sobrecargas alternadas, la única rigidez que puede reducir el movimiento del punto A es la rigidez de la pila. Si ésta es pequeña, el movimiento del punto A es muy grande y los tirantes traseros no funcionan. En este caso, gran parte de la carga vertical debe ser resistida por flexión del dintel.

Y éste es el problema que acompaña al diseño de los puentes atirantados continuos: cómo controlar la deformación horizontal del punto A ante las sollicitaciones en vanos alternos.

Se plantean dos soluciones extremas. La primera sería el caso de los puentes con atirantamiento extradorsal ($H/L \sim 0,1$;

stay OA, determines its design to withstand efficiently, with a high elasticity modulus, the live load acting on all the main span. The longitudinal displacement of the point A is restrained by the stiffness of the cable stay OA.

When the span length of the side span is equal to the half of that of the main span, the initial load, which is possible to give to the cable stay OA can be only that of the fore balancing stay. Under a live load at the main span, the stay OA does not have any additional load capacity and the movement of the point A would be very high and, therefore, the lost of effectiveness of the stay system of the main span. And no advantage is achieved by increasing the dimensions of the OA cable stay, because, since the load must be always the same in order to not overload the tower, the tension in the stay will be small and, so, the apparent elasticity module of the stay and its stiffness Ev/A will be reduced. In a stay cable, it will be interesting to keep a high value of the product of the apparent elasticity module by the cross section area (Figure 3b).

If the side span is longer than $0.5 L$ the stiffness of the backward stays is governed by the vertical flexibility of the deck in the side span which is usually very high. Under a load at the main span the backward stays do not carry practically any part of it and the fixation of the point A will be only dependent of the pier stiffness. And the same could be applied to the side spans (Figure 3c).

The case becomes general for a multi-span cable stayed bridge. Under alternated live loads, the only factor which can reduce the movement of the point A is the stiffness of the pier. If it is small, the movement of the point A will be very high and the backward stays do not work. In this case a great part of the vertical load must be withstand by the deck.

An this is the problem which goes together with the design of the multi-span cable stayed bridges: how to control the horizontal deflection of the point A under loads at alternated spans.

Two extreme solutions can be stated. The first would be the case of the extradosed cable stay system ($H/L \sim 0,1$; H = tower height, L = main span length). In this case, It is even more important than the flexibility at the point A the lost of stiffness caused in the stay by the small angle α between the stay and the horizontal, whose value is proportional to $\sin^2 \alpha$. For a bridge with extradosed cable stay

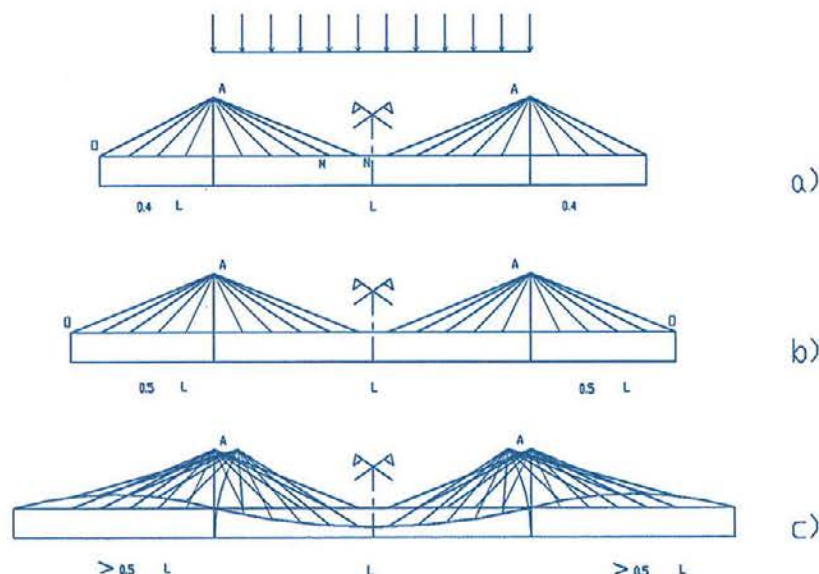


Figura 3. Variación de la luz del vano de compensación en un puente de tres vanos.
Figure 3. Lateral span variation in a three span bridge.



Figura 4. Vista del puente General Rafael Urdaneta sobre el lago Maracaibo.
Figure 4. View of General Rafael Urdaneta bridge over Maracaibo lake.

system, as well as for a suspended bridge with small span length, the problem due to the live load at alternated spans does not exist, simply the stay system responds so poorly to the deck deflection that almost all the load must be resisted by the bending of the deck.

In the other extreme we have the case of very rigid towers. It is the case of the Maracaibo bridge, La Polcevera, etc and the other Morandi bridges. He solves the problem of the live load at alternated spans providing extraordinary rigid and expensive piers which they alone resist the load at these spans. That which Morandi states for multi-span bridges is applied to a three spans bridge in the Chaco-Corrientes bridge, in Argentina, where the problem is the same since the side spans are longer than the half of the main one (Figures 4 and 5).

The Maracaibo bridge delayed the development of the multi-span cable stayed bridges. Its majestic and formidable presence, the novelty of its design, had an undeniable influence in the later development of the cable stayed bridges up to the point of preventing the search of more efficient solutions. Morandi repeats it once and once again, even for three span bridges, as the Wadi Kuf bridge in Libia, where the use of these huge piers was absolutely unnecessary. Only Finsterwalder, in his proposal for the Great Belt bridge, is close to the current statements.

To solve the problems coming from the live loads acting at alternated spans in a more economic way than in Maracaibo is the object of the present stu-

dies, which only recently are given place to really efficient products, not reducing the solution only to the bending capacity of the deck.

Among the multi-span cable stayed bridges it must be distinguished the four

H =altura de la torre, L =luz del vano principal). En este caso, más importante aún que la flexibilidad del punto A es la pérdida de rigidez que introduce en el tirante el pequeño ángulo α que forma con la horizontal, cuyo valor es proporcional al $\text{sen}^2\alpha$. Para un puente con atirantamiento extradorsal, como para un puente colgado de luz pequeña, el problema de la sobrecarga en vanos alternos no existe, simplemente el atirantamiento responde tan mal ante la deformación del dintel que casi toda la carga debe ser resistida por flexión del mismo.

En el otro extremo tenemos el caso de torres muy rígidas. Caso del puente de Maracaibo, La Polcevera, etc y demás puentes de Morandi. Enfrenta el problema de la sobrecarga en vanos alternos disponiendo pilas extraordinariamente rígidas y costosas que ellas solas soportan la carga en estos vanos. Lo que Morandi plantea para puentes continuos, en el Puente de Chaco-Corrientes, en Argentina, se plantea para un puente de tres vanos, en el cual el problema es el mismo pues los vanos laterales son mayores que la mitad del vano principal (Figuras 4 y 5).

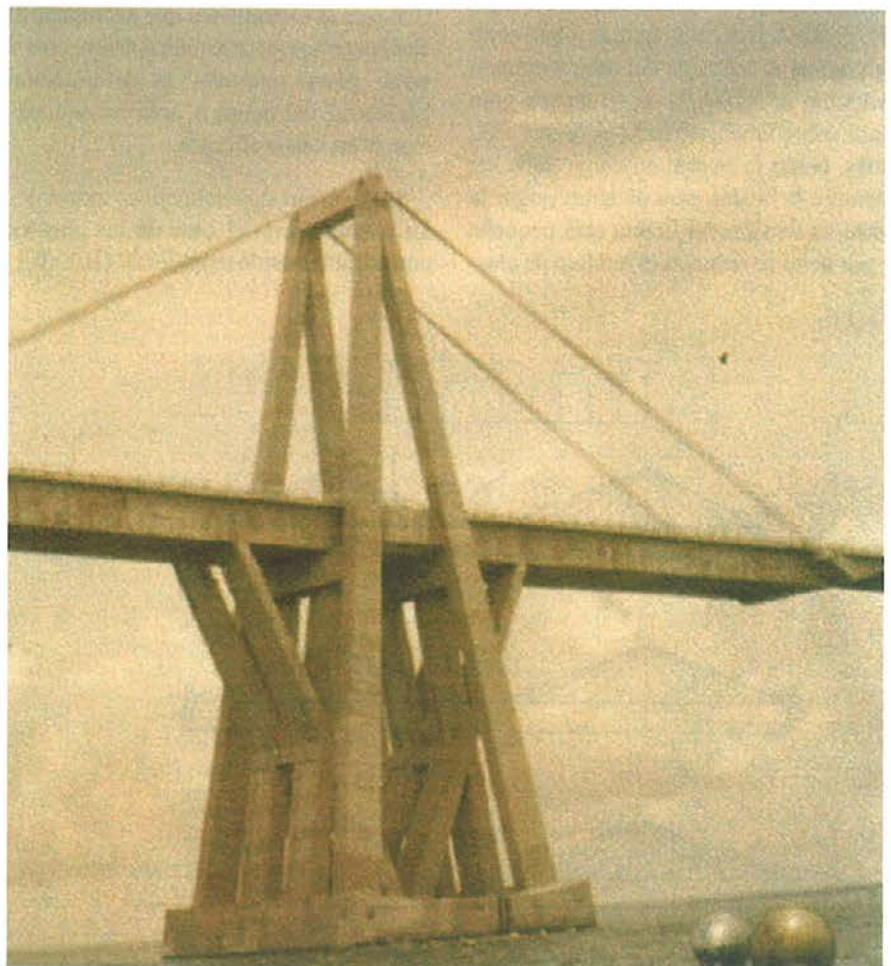


Figura 5. Vista de la pila del puente General Rafael Urdaneta sobre el lago Maracaibo.
Figure 5. View of General Rafael Urdaneta bridge tower over Maracaibo lake.

El puente de Maracaibo retrasó el desarrollo de los puentes atirantados continuos. Su presencia majestuosa y formidable, la novedad de su diseño, tuvieron una repercusión innegable en el sucesivo desarrollo de los puentes atirantados hasta el punto que impidió la búsqueda de soluciones más eficaces. Morandi la repitió una y otra vez, incluso en puentes de tres vanos, como el puente de Wadi Kuf, en Libia, donde la presencia de esas enormes pilas era absolutamente innecesaria. Unicamente Finsterwalder, en su propuesta para el puente del Gran Belt se acerca a los planteamientos actuales.

Resolver los problemas derivados de la actuación de la sobrecarga en vanos alternos de una manera más económica que en Maracaibo es el objeto de los estudios actuales y que sólo recientemente está dando lugar a realizaciones realmente eficaces, que no se reducen a que sea la flexión del dintel la única encargada de resolver este efecto.

De entre los puentes atirantados continuos hay que diferenciar el puente de cuatro vanos, en el cual el efecto de la continuidad afecta principalmente a la pila central, de los puentes atirantados continuos de mas de cuatro vanos. Del primer tipo se han construido puentes atirantados correctos Kwan-Fu, Taiwan (1975-1977); Colin-

dres, España (1989-1993) y Ting-Kau, Hong Kong (1994-1998). De mas de cuatro vanos está únicamente en proyecto el Viaducto de Millau. En España existe el puente de la Arena formado por 5 vanos de 105 m de luz.

El objeto de la Tesis doctoral [8] en la que se basa este artículo era la determinación de cuáles son las variables significativas en la respuesta resistente de los puentes atirantados continuos, determinar su influencia en la respuesta y obtener cuales son las disposiciones que se deben utilizar para conseguir una respuesta correcta y económica. Con este fin se ha realizado un estudio paramétrico en el cual se varía la disposición de los tirantes, las pilas y sus inercias así como las vinculaciones entre pilas y dintel.

La eficacia de las distintas disposiciones se compara con lo que sería el puente modelo de tres vanos.

2. ESTUDIO PARAMÉTRICO

El estudio paramétrico del puente atirantado continuo se centra en el análisis de 3 tipos de variables:

A) Morfología longitudinal del puente continuo

Se analizarán las siguientes tipologías:

span bridge, where the continuity affects only to the central pylon, from the bridges with more than four spans. Of the first type, proper cable stayed bridges have been erected Kwan-Fu, Taiwan (1975-1977); Colindres, Spain (1989-1993) and Ting-Kau, Hong Kong (1994-1998). With more than four spans only the Millau viaduct is in design phase. In Spain, the Arena viaduct consists on five 105 m long spans.

The object of the Doctoral Thesis [8] where this article is based on was to determine which are the significant parameters in the resisting behaviour of the multi-span cable stayed bridges, which is their influence and to obtain which are the arrangements to be used to achieve a right and economic answer. With this aim a parametric study has been performed varying the arrangement of the stays, the piers and its inertias as well as the connections between piers and deck. The efficiency of the different arrangements is compared then with a model three span bridge.

2. PARAMETRIC STUDY

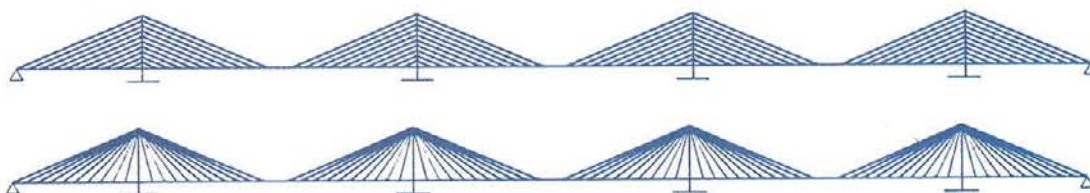
The parametric study of the multi-span cable stayed bridge is based on the analysis of three types of parameters:

A) Longitudinal typology of the multi-span bridge

The following typologies will be analysed:

1. Sistemas de atirantamiento tradicionales, arpa o abanico

1. Traditional cable stayed systems, harp and fan.



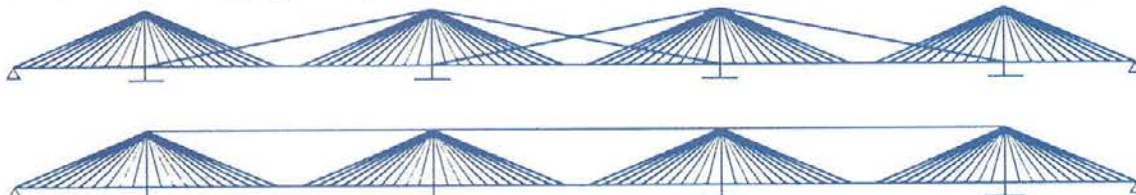
2. Alternancia de pilonos de distinta altura a lo largo del puente:

2. Pylons of different height alternated along the bridge.



3. Rigidización de los pilonos del puente por medio de tirantes adicionales que los unan entre sí:

3. Restraint of the bridge pylons by means of additional stay cables which join one of them to each other.



4. Utilización de tirantes adicionales cruzados en todo el vano o parte de él:4. Use of overlapping fans of stays along the spans or part of them.5. Utilización de tirantes adicionales situados en la parte inferior del tablero:5. Use of additional cable stays located under the deck.

For the cable stayed bridge used in the models a span length of 200 m has been chosen, with 91 m long side spans. With these spans length a symmetrical arrangement of cables is achieved in respect of the pylons. The spacing of the cables along the deck is 9 m, except for the two cables at midspan which are 18 m spaced, and the cables close to the piers which are 10 m far from them.

B) Type of connection between pier, pylon and deck

Three types of connections have been considered being representative of typical cases used in cable stayed bridges:

– Model 1: The deck is only supported by the stay cables and on the initial and final ends of the bridge, no support is provided at the piers which are continuous along all its height (Figure 6).

– Model 2: The portion of the pier located over the deck, henceforth called pylon, is rigidly connected to the deck, which is simply supported on the rest of the pier located below it, henceforth called simply pier (Figure 7).

– Model 3: The deck is fully fixed to both the upper part of the pier, or pylon, and the lower one.

C) Pier-pylon and deck stiffness.

The piers and pylons, calling pylon to that part of pier located above the deck, have been modelled by means of concrete square solid sections whose dimensions are one of the parameters to be studied. In order to do that, we start from a minimum dimensions which will serve to identify the called flexible elements which are the pier of 4x4 m, with a cross section of 16.0 m² and an inertia of 21.333 m⁴ and the 3x3 m pylon, with a cross section of 9.0 m² and an inertia of 6.75 m⁴. The other parameter with influence in the pier stiffness is its height, two pier height values will be used: 10 and 40 m. The pylon is always 40 m high from the deck.

The deck section considered for this study is that shown in Figure 9. It consists of a 20 m wide three cells box section, with 0.5 m thick webs, 0.25 m thick top slab and 0.20 m thick bottom slab. It has been assumed of concrete for dead

Para el puente atirantado continuo usado en los modelos se ha elegido una luz principal de 200 m, teniendo en los vanos extremos 91 m. Con estas luces se consigue un trazado simétrico de los cables con respecto a cada una de las pilas. La separación de los cables en el tablero es de 9 m, excepto en los dos cables situados en el centro de los vanos principales que están separados 18 m, y en los cables situados junto a las pilas que distan de ellas 10 m.

B) Tipo de vinculación entre pila, pilono y tablero

Se han elegido tres tipos de vinculación que representan casos típicos usados habitualmente en puentes atirantados:

– Modelo 1: el tablero se apoya únicamente en los tirantes y en los extremos inicial y final del puente, sin existir ningún apoyo en las pilas que son continuas en toda su longitud (Figura 6).

– Modelo 2: la parte de la pila situada por encima del tablero, que llamaremos pilono, se encuentra rigidamente empotrada en el tablero. Este está apoyado en la parte de pila que queda por debajo de él, que llamaremos simplemente pila (Figura 7).

– Modelo 3: el tablero se encuentra rigidamente empotrado tanto en la parte superior de la pila, o pilono, como en la inferior (Figura 8).

C) Rigideces de pila-pilono y tablero

Las pilas y pilonos, llamando pilono a la parte situada por encima del tablero, se han modelizado con secciones cua-



Figura 6. Modelo 1 de vinculación pila-pilono-tablero.
Figure 6. Scheme 1 for pier-pylon-deck connection.



Figura 7. Modelo 2 de vinculación pila-pilono-tablero.
Figure 7. Scheme 2 for pier-pylon-deck connection.



Figura 8. Modelo 3 de vinculación pila-pilono-tablero.
Figure 8. Scheme 3 for pier-pylon-deck connection.

dradas macizas de hormigón cuyas dimensiones son una de las variables que se estudian. Para ello partiremos de unas dimensiones mínimas que servirán para identificar a los que llamaremos elementos flexibles que son la pila de 4x4 m, con un área de 16,0 m² y una inercia de 21,333 m⁴ y el pilono de 3x3 m, con un área de 9,0 m² y una inercia de 6,75 m⁴. La otra variable que influye en la rigidez de las pilas es la altura de las mismas, se utilizarán dos valores distintos de altura de pila: 10 y 40 m. La altura del pilono es siempre de 40 m desde el tablero.

La sección del tablero considerada en el estudio es la que aparece en la Figura 9. Consiste en una sección cajón tricelular de 20 m de ancho, con almas de 0,5 m, losa superior de 0,25 m y losa inferior de 0,20 m de espesor. Para la consideración del peso propio se ha supuesto de hormigón. El canto constante h del tablero es uno de los parámetros que se ha considerado en el estudio paramétrico. Al igual que en el caso de las pilas partiremos de un valor mínimo de 0,80 m de canto al que corresponden una inercia de 0,7825 m⁴ y un área de 9,70 m².

Los módulos de deformación utilizados en cada uno de los elementos son los siguientes:

- Tablero: $E_{\text{tablero}} = 35500 \text{ N/mm}^2$
- Pilas: $E_{\text{pila}} = 31700 \text{ N/mm}^2$
- Tirantes: $E_{\text{tirante}} = 190000 \text{ N/mm}^2$

Todos los puentes utilizados en el estudio se han modelizado por medio de modelos planos de barras para ser analizados con el programa de cálculo matricial GTSTRUDL. El cálculo realizado

será de tipo lineal, ya que por tratarse de un estudio comparativo y paramétrico, la no linealidad en la respuesta no resulta necesaria ya que las luces del puente no son grandes y la proporción entre altura de pilono y luz son las adecuadas.

Para el dimensionamiento de los tirantes se ha considerado que cada uno de ellos soporta la carga de 9 m lineales de tablero con su peso propio, cargas muertas y sobrecarga de uso:

- Peso propio: se ha tomado una densidad del hormigón de 24.5 kN/m³.
- Cargas muertas:
Diafragmas transversales: 12,25 kN/m
Pavimento: $0,06 \cdot 23 \cdot 15 = 20,7 \text{ kN/m}$
Barreras: 20 kN/m
- Sobrecargas: $4 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m} = 60 \text{ kN/m}$

Se ha considerado el tirante trabajando al 45% de la tensión de rotura f_{pu} ($f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$).

El estudio paramétrico se va a dividir de acuerdo con la variable A de morfología longitudinal. Como referencia para determinar la mayor o menor eficacia de cada uno de los modelos ante la actuación de una sobrecarga alternada se utilizará la comparación con la respuesta de un puente de tres vanos con sobrecarga en el vano central, y con luces de 91+200+91 m. Para este puente de referencia se utilizarán los valores mínimos de rigideces de pila-pilono y tablero descritos anteriormente como correspondientes a elementos flexibles, la altura del pilono es de 40 m y se estudiará con dos posibles valores de altura de pila, 10 y 40 m, al igual que en el puente continuo.

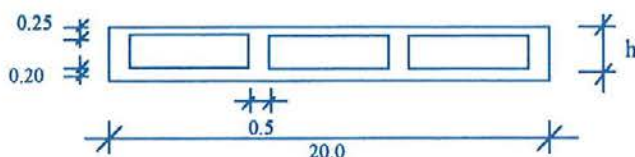


Figura 9. Sección transversal del tablero usado en el estudio.
Figure 9. Cross section of the deck used in the study.

weight considerations. The constant depth h of the deck is one of the parameters taken into account in the parametric study. In the same way as for the piers, we will start from a minimum value of 0.8 m deep deck, which has an inertia of 0.7825 m⁴ and a cross section of 9.70 m².

The elasticity modules used for the different elements are as follows:

- Deck: $E_{\text{deck}} = 35500 \text{ N/mm}^2$
- Piers: $E_{\text{pier}} = 31700 \text{ N/mm}^2$
- Stay cables: $E_{\text{stay}} = 190000 \text{ N/mm}^2$

All the bridges used in the study have been modelled by means of plane frame models to be analysed with the matrix analysis computer program GTSTRUDL. The analysis will be linear because, since it consists of a parametric and comparative study, the non linear answer is not necessary due to the not very long spans of the bridge and the appropriate proportion between the pylon height and the span length.

For the dimensioning of the stay cables it has been assumed that each one of them takes the load of 9.0 m of deck, comprising dead weight, superimposed dead load and live load:

- Dead weight: a density of 24.5 kN/m³ has been assumed.
- Superimposed dead load:
Transverse diaphragms: 12.25 kN/m
Surfacing: $0.06 \cdot 23 \cdot 15 = 20.7 \text{ kN/m}$
Barriers: 20 kN/m
- Live load: $4 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m} = 60 \text{ kN/m}$

The stay cables are assumed working at 45 % of the ultimate stress f_{pu} ($f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$).

The parametric study is going to be divided in accordance with the variable A of longitudinal typology. The reference to determine the greater or smaller efficiency of each one of the models under the alternated live load will be the comparison with the answer of a three spans bridge with live load at the central span and span lengths of 91+200+91 m. This reference bridge will have the minimum above described values of pier-pylon and deck stiffness as corresponding to flexible elements, the pylon is 40 m high and two possible values of pier height, 10 and 40 m, have been considered in the same way as for the multi-span bridge.



Figura 10. Modelo de tres vanos con atirantamiento en arpa.
Figure 10. Three span scheme with cables in harp.

3. PARAMETRIC STUDY RESULTS

3.1. Comparison between the classical cable stayed systems harp and fan

The first thing to be investigated has been the efficiency of the harp and fan systems with the rest of the parameters unchangeable. In all the cases, the harp system results more efficient for the rigid connections between pier and pylon (types 1 and 3) and the cause is clear. In a three span bridge the fan system is more efficient due to the fixation of the upper end A (figure 1) of the pier. In the case of the multi-span bridge there are not fixed points and so the flexibility of the pier is smaller when the forces are distributed along the shaft (harp system) than when they are all located at only one point with maximum lever arm (fan system). In this way it has been resulted from the parametric study performed with different values of piers and deck stiffness which is not included in this article. The rest of the parametric studies have been carried out with only one of the two cable stayed systems, indistinctly, once the different behaviour of both types is known.

3.2. Improvement of the multi-span bridge with classical cable stayed system

The study of the multi-span bridge with the classical stayed systems has the aim of answering the following items:

1. Influence of the connection type between pier, pylon and deck in the behaviour under alternated live loads.
2. Stiffness of the pier and the pylon of the multi-span bridge in respect of those of the three span bridge to obtain a similar behaviour under alternated live loads.
3. Efficiency of the increasing of the deck stiffness.

From the study of the different configurations the following conclusions have been reached for each one of these items:

1. By comparing the multi-span bridge models with flexible pier-eyon and deck but with different connection pier-eyon-deck, according to models 1, 2 or 3, we find that the bridge with connection model 3 has smaller values of vertical displacements (Figure 11) and ben-

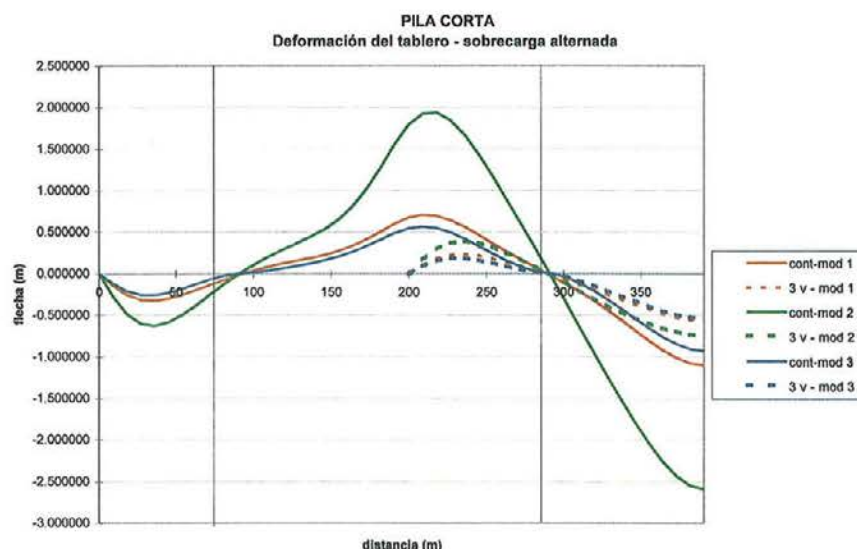


Figura 11. Diagrama de flechas verticales en el tablero para los tres modelos de vinculación.
Figure 11. Vertical deck deflections for the three schemes of connection.

3. RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

3.1. Comparación entre los sistemas de atirantamiento clásico en arpa y en abanico

Lo primero que se ha investigado es la eficacia de los atirantamientos en arpa y en abanico ante la igualdad del resto de las variables. Resultó en todos los casos, para las vinculaciones de pila-pilono continuas (tipos 1 y 3) siempre más eficaz el atirantamiento en arpa y la razón es clara. En un puente de tres vanos, el atirantamiento en abanico es más eficaz porque el extremo A (Figura 1) de la pila está rígidamente unida a puntos fijos. En el caso del puente continuo no existen puntos fijos y por tanto la flexibilidad de la pila es menor cuando la carga se reparte a lo largo del fuste (atirantamiento en arpa) que cuando se concentra en un único punto con máximo brazo (atirantamiento en abanico). Así lo ha demostrado el estudio paramétrico realizado con diferentes valores de rigidez de pilas y tablero que no incluimos en este artículo. El resto de los estudios paramétricos se ha realizado sobre uno de los dos tipos de atirantamiento clásico arpa o abanico indistintamente, una vez conocida la diferencia de comportamiento entre ambos.

3.2. Optimización del puente continuo con atirantamiento clásico

El estudio del puente continuo con los sistemas clásicos de atirantamiento tiene como finalidad dar respuesta a los siguientes puntos:

1. Influencia en la respuesta ante sobrecargas alternadas del tipo de vinculación entre pila, pilono y tablero.
2. Rigideces de la pila y del pilono del puente continuo con respecto al de tres vanos para obtener una respuesta similar ante la sobrecarga alternada.
3. Eficacia del aumento de rigidez del tablero.

Del estudio de las diferentes configuraciones se han obtenido las siguientes conclusiones para cada uno de dichos puntos:

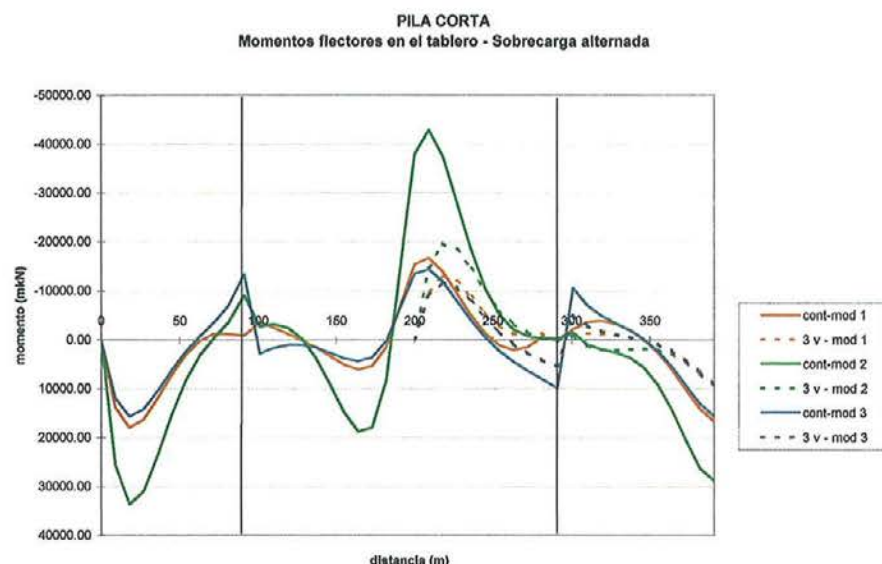


Figura 12. Diagrama de momentos flectores en el tablero para los tres modelos de vinculación.

Figure 12. Bending deck moments diagram for the three schemes of connection.

1. Comparando los modelos de puente continuo con pila-pilono y tablero flexibles pero con distinta vinculación pila-pilono-tablero, según modelos 1, 2 ó 3, vemos que el puente con modelo 3 de vinculación presenta flechas (Figura 11) y momentos flectores (Figura 12) menores que el modelo 1 y ambos, a su vez, valores muy inferiores al modelo 2 que se muestra como el más desfavorable para iguales valores de rigideces de pila-pilono y tablero. En los gráficos de las Figuras 11 y 12 se ha representado el diagrama correspondiente a medio puente continuo (cont), así como su comparación con el puente de 3 vanos (3v).

2. Si analizamos ahora cuál es la **rigidez** que hay que dar a la **pila-pilono** para obtener la misma respuesta del puente modelo de 3 vanos, vemos que los modelos 1 y 3 de vinculación entre pila-pilono y tablero para pila corta (10 m) presentan un comportamiento bastante similar, aunque el modelo 1 exige rigideces algo mayores. Cuando se usa el modelo 1 es necesario aumentar la rigidez de la pila 5 veces (sección de 6x6 m) frente a 3.5 veces en el modelo 3, la rigidez del pilono en ambos casos se aumenta 5 veces (sección de 4,5 x 4,5 m). Esto produce flechas y momentos flectores en el tablero del mismo orden en ambos modelos. (Figuras 13 y 14). En el modelo 2 de vinculación la rigidez de la pila-pilono no tiene influencia, reduciendo la eficacia del atirantamiento.

En los puentes con pilas de mayor altura (pila larga) las diferencias entre los modelos 1 y 3 se acentúan. En el modelo 1 es necesario aumentar la rigidez de la pila 10 veces para lograr un comportamiento similar al del puente continuo del modelo 3 en el que la rigidez de las pilas se ha aumentado sólo 5 veces.

3. El aumento de **rigidez del tablero** es el único medio con que cuenta el modelo 2 de vinculación para rigidizar el puente frente a sobrecargas alternadas (Figuras 15 y 16). Sin embargo, este modelo exige mayores aumentos de rigidez en el tablero que el resto de modelos para lograr el mismo efecto. Mientras que en el modelo 2 se ha necesitado incrementar la rigidez del tablero en más de 13,5 veces, con un canto de 2,3 m, para lograr un estado tensional en el tablero similar al del modelo de tres vanos, en los modelos 1 y 3 para pila corta (Figuras 12 y 13) se ha aumentado la rigidez del tablero sólo tres veces, canto de 1,20 m, logrando flechas del orden del 75% de las iniciales. Para pila larga el modelo 1 exige aumentos mayores de inercia del tablero, del orden de 9 veces.

En la Tabla 1 se resumen los valores relativos de rigideces con respecto a los correspondientes del puente de tres vanos (pila-pilono y tablero flexibles) para lograr un comportamiento similar en los puentes continuos.

ding moments (Figure 12) than those of model 1, and both, in turn, values much smaller than model 2 which appears as the most unfavourable for the same pier-pylon and deck stiffness. The graphics of figures 11 and 12 show the diagram corresponding to half multi-span bridge (cont.), as well as its comparison with the three spans bridge (3v).

2. If we analyse now which is the stiffness to give to the pier-pylon to achieve the same answer of the three spans reference bridge, we find that the connection models 1 and 3 between pier-pylon and deck for the short pier (10 m) show a very similar behaviour, although model 1 requires somewhat greater stiffness values. When the model 1 is used it is necessary to increase the pier stiffness 5 times (6x6 m cross section) against 3.5 times for the model 3, in both cases the pylon stiffness is increased 5 times (4.5x4.5 m cross section). This gives vertical deflections and bending moments in the same order for both models (Figures 13 and 14). In the connection model 2 the stiffness of the pier-pylon has no influence, reducing the efficiency of the cable stayed system.

For the bridges with higher piers (long pier) the differences between model 1 and 3 are greater. For the model 1 it is necessary to increase the pier stiffness 10 times to achieve a similar behaviour to that of the multi-span bridge with connection model 3 where the piers stiffness has been increased only 5 times.

3. The increasing of the deck stiffness is the only way which has connection model 2 to stiffen the bridge against alternated live load (Figures 15 and 16). However, this model requires greater increments in the deck stiffness than the rest of models to achieve the same results. While model 2 has needed an increment of the deck stiffness of more than 13.5 times, with a depth of 2.3 m, to obtain a stress level in the deck similar to that of the three spans bridge, for the models 2 and 3 with short pier (Figures 12 and 13) the deck stiffness has been increased only three times, 1.20 m deep deck, resulting vertical deflections of about 75 % of the initial ones. For the long pier the model 1 requires greater increments of the deck stiffness, of about 9 times.

In the table 1 the relative stiffness values in respect of the corresponding to the three spans bridge (flexible pier-

Tabla 1. Resumen de rigideces relativas de los elementos resistentes del puente continuo respecto al de 3 vanos para un comportamiento similar

Table 1. Summary of relative stiffening of the continuous bridge versus a three span bridge of similar behaviour.

Pila de 10 m	Rigidización del tablero		Rigidización de la pila	
Vinculación	Pila-pilono	Tablero	Pila-pilono	Tablero
Modelo 1	1	3	5	1
Modelo 2	1	13,5	-	1
Modelo 3	1	3	3,5 - 5	1
Puente 3 vanos	1	1	1	1
Pila de 40 m	Rigidización del tablero		Rigidización de la pila	
Vinculación	Pila-pilono	Tablero	Pila-pilono	Tablero
Modelo 1	1	9	10	1
Modelo 2	1	13,5	-	1
Modelo 3	1	3	5	1
Puente 3 vanos	1	1	1	1

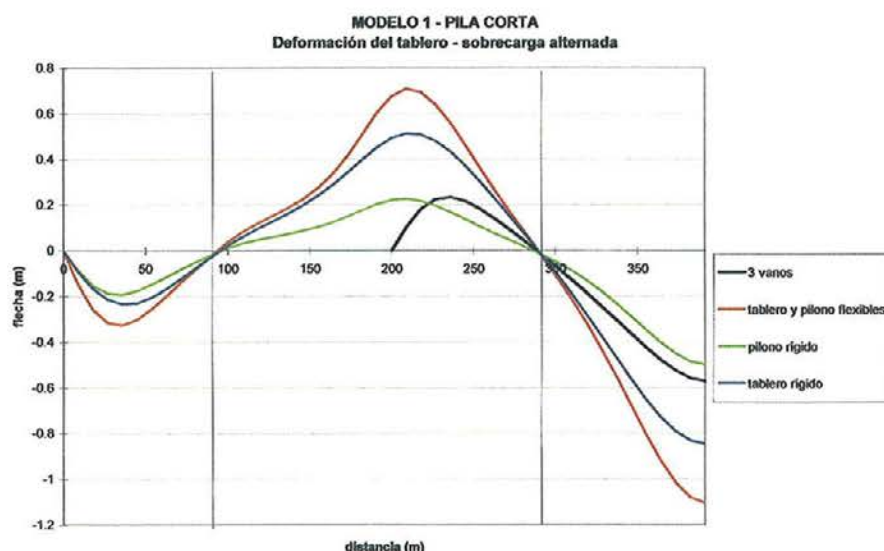


Figura 13. Diagrama de flechas verticales en el tablero para el modelo 1 de vinculación.
Figure 13. Vertical deck deflections for the connection scheme 1.

pylon and deck) to achieve the same behaviour with a multi-span bridge are summarised.

Conclusions

The conclusions of the use of multi-span cable stayed bridges with classical cable stayed systems are as follows:

1. The models 1 and 3 of connection between pier-pylon and deck are the most appropriate for the behaviour of the multi-span bridge. Practically, all the current bridges are being designed with this procedure.

2. The model 2 of connection between pier-pylon and deck is fully inappropriate since it does not take advantage of the pier stiffness.

3. All the problem of the design of these bridges will be to choose the appropriate stiffness of the pier-pylon which will be of about 3 to 5 times greater (or 5 to 10 times for long piers) than for a classical three spans bridge, which is equivalent to a depth of about 1.5 times (or 1.7 times for long piers).

4. Moreover, the deck will be somewhat deeper than in the three span bridge.

Conclusiones

Como conclusiones de utilización de lo que hemos llamado puentes atirantados continuos con atirantamiento clásico podemos resumir las siguientes:

1. Los modelos 1 y 3 de vinculación entre pila-pilono y tablero son los más adecuados para el comportamiento del puente continuo. Prácticamente todos los puentes modernos se están proyectando con este procedimiento.

2. El modelo de vinculación 2 es totalmente inadecuado al no aprovechar la rigidez de la pila-pilono.

3. Todo el problema del diseño de estos puentes será elegir la rigidez adecuada de la pila-pilono que será del orden de 3 a 5 veces mayor (o de 5 a 10 veces para pilas altas) que en un puente clásico de 3 vanos, lo que equivale a un canto del orden de 1,5 veces (o 1,7 veces para pilas altas).

4. También el dintel tendrá algo más de canto que en el puente de tres vanos.

5. Los problemas derivados de las deformaciones impuestas en el dintel debidas a temperatura, fluencia y retracción se resolverían de alguna de las siguientes formas:

5.1. Con el modelo 1 de vinculación entre pila-pilono y tablero que permite la libre dilatación del puente sin producir esfuerzos inadmisibles

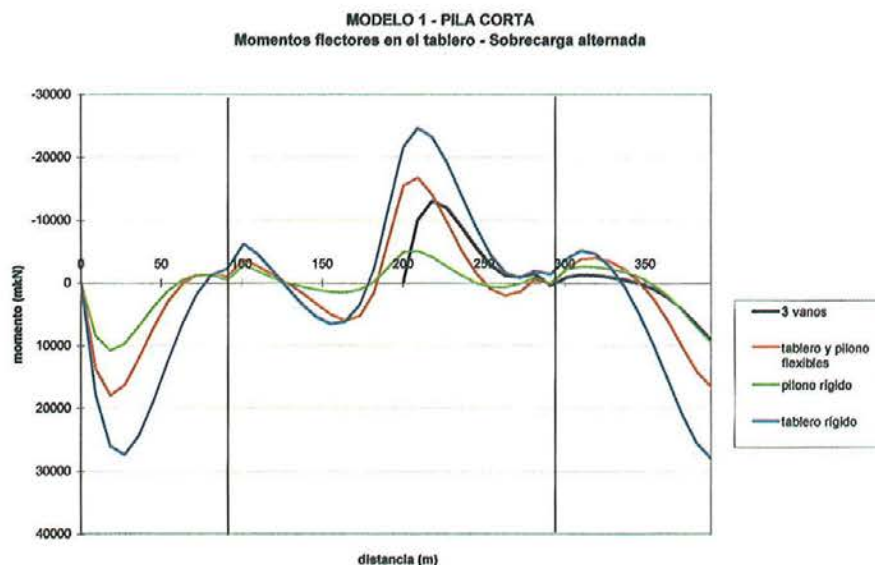


Figura 14. Diagrama de momentos flectores en el tablero para el modelo 1 de vinculación.
Figure 14. Bending deck moments diagram for the connection scheme 1.

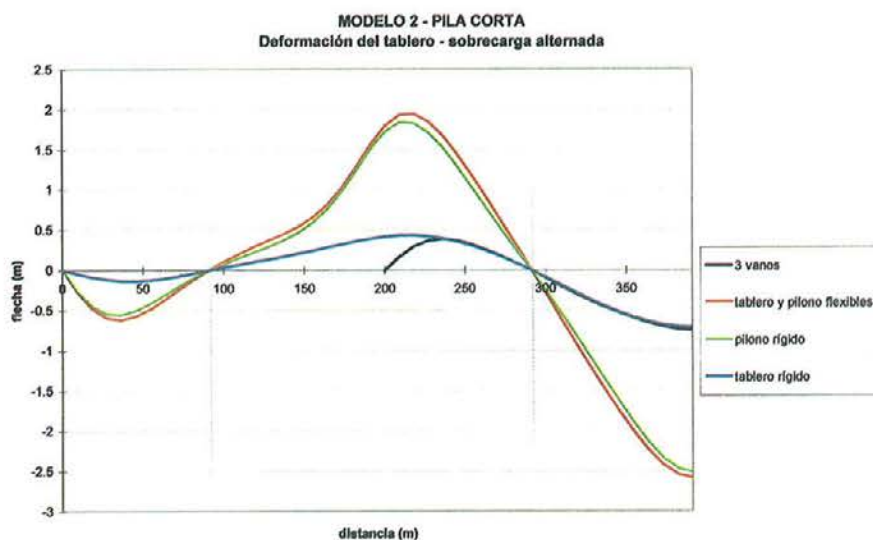


Figura 15. Diagrama de flechas verticales en el tablero para el modelo 2 de vinculación.
Figure 15. Vertical deck deflections for the connection scheme 2.

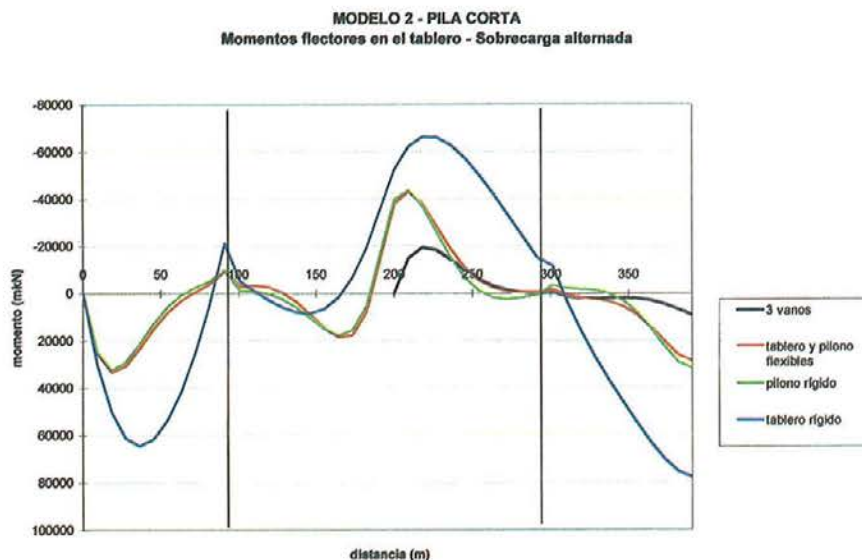


Figura 16. Diagrama de momentos flectores en el tablero para el modelo 2 de vinculación.
Figure 16. Bending deck moments diagram for the connection scheme 2.

5. The problems coming from the deck deformation induced by temperature, creep and shrinkage will be solved in some of the following ways:

5.1. Using the model 1 of connection between pier-pylon and deck which allows the free expansion of the deck without inducing inadmissible efforts in the piers, solution very appropriate for long bridges with short piers.

Therefore, we can see that the height of the pier and the length of the bridge are two important aspects to take into account. If the piers are high the model 3 can be also used, mainly if the bridge is not very long, in other case the extreme piers could be left with the connection model 1. The length which determines the difference between short and long bridge will depend on several factors as the span length and the stiffness and height of the piers. In the base study for this article a model 782 m long has been used with spans 200 m long. With the connection model 3 the thermal effects have not resulted very important for piers of the same height of the pylons (40 m), but they do have for pier height much smaller (10 m), achieving, in this case, a bending moment at the base of the pier due to the thermal effects greater than three times that due to the alternated live load.

5.2. Using the model 3 of connection between pier-pylon and deck and a pier designed as a pair of flexible shaft walls, which is specially appropriate for almost all the cases since only a little restraint to the deck movements are provided.

5.3. Using the connection model 3 at all the piers and leaving sliding hinges at midspan. The solution of Morandi consisting of a simply supported section of deck at midspan shall not be used since it eliminates the contribution of the small deck stiffness.

Examples of bridges of these typologies

As examples of these typologies, we can start with the bridge, only at design phase, at Geneve Lake (Switzerland) with a main span 350 m long (Figures 17 and 18). At this bridge the four pier-pylons are monolithic with the deck

(connection model 3), due to that the pier has been designed with two shafts in longitudinal direction to provide a smaller restraint to the longitudinal displacement of the deck, the depth of the pier section is 6.3 m (depth/span length = 1/56). The pylon starts at the deck with two shafts as an extension of the pier and ends in an unique shaft just below the anchor zones of the stays, arranged in a central modified fan configuration. The pylon cross section is not symmetrical due to the bridge curvature in plan. From the point of view of the longitudinal behaviour as multi-span bridge under alternated live loads, the solution adopted can be considered as one of the best, because the pier-pylon contributes efficiently since it is monolithic along all its height. Moreover, the design of the pier with two shafts in longitudinal direction provides the necessary stiffness without becoming a restraining element for the deck longitudinal deformations. The fully fixation between the pier-pylon and the deck gives more rigidity against the vertical deflections due to the live load. The deck is not excessively slender since the stay configuration is central and it needs torsion stiffness, this also provides bending stiffness. The ratio depth/span length is $3.5/350 = 1/100$, which implies that the deck contributes as a rigid element. As conclusion, we can say that this bridge has been designed trying to make optimum the resisting elements of the multi-span bridge achieving a very interesting solution which defines the direction where the design of this kind of bridge must be oriented in.

Kwang Fu bridge (Taiwan) with 4 spans and a main span length of 134 m (Figures 19 and 20) uses a similar solution although it has less rigid piers and pylons. In this bridge the concrete pylon is monolithic with the pier taking advantage of the bending stiffness of both elements to resist the effects of the alternated live load. Moreover the deck contributes with its depth of 1.60 m (ratio depth/span length = 1/84). The joint at midspan is to allow the deck deformations since it is fixed at the piers.

Not yet built, the Rion-Antirion bridge (Greece) with 560 m long spans (Figures 21 and 22) has been designed with a typology which takes the inheritance of the great bridges from Morandi, which, as commented above, does not use the small deck contribution. In

en las pilas, solución que resultaría muy adecuada para puentes largos con pilas de poca altura.

Vemos, por tanto, que la altura de la pila y la longitud del puente son dos aspectos importantes a tener en cuenta. Si las pilas son altas se podría utilizar también el modelo 3 de vinculación, sobre todo si el puente no es largo, en caso contrario podríamos dejar las pilas extremas con el modelo 1 de vinculación. La longitud que marcará la diferencia entre puente corto y largo dependerá de varios factores como son las luces del puente y la rigidez que se dé a las pilas y la altura de estas. En el estudio que sirve de base a este artículo se ha utilizado un modelo de 782 m de longitud con vanos de 200 m. Utilizando el modelo 3 de vinculación se ha visto que los efectos térmicos no son muy importantes con pilas de la misma altura que el pilono (40 m), pero sí para pilas de altura bastante inferior al pilono (10 m), llegando, en este caso, a ser el momento flector en base pila debido a la variación térmica superior al triple del debido a la sobrecarga alternada.

5.2. Con el modelo 3 de vinculación y el diseño de la pila formada por una doble pantalla flexible, lo cual es especialmente adecuado para casi todos los casos ya que se ofrece poca coacción a la deformación del tablero.

5.3. Con el modelo 3 de vinculación en todas las pilas dejando articulaciones deslizantes intermedias en los vanos. No se debe utilizar la solución de Morandi de dejar un tramo biapoyado intermedio pues elimina la colaboración de la pequeña rigidez del dintel.

Ejemplos de realizaciones con estas tipologías

Como ejemplos de obras con estas tipologías, podemos comenzar por el puente, sólo en fase de proyecto, sobre el Lago de Ginebra (Suiza) con una luz principal de 350 m (Figuras 17 y 18). En este puente las cuatro pilas pilono son monolíticas con el tablero (modelo 3), por ello se ha diseñado la pila con doble fuste en sentido longitudinal para ofrecer una menor coacción a los desplazamientos longitudinales del tablero, el canto de

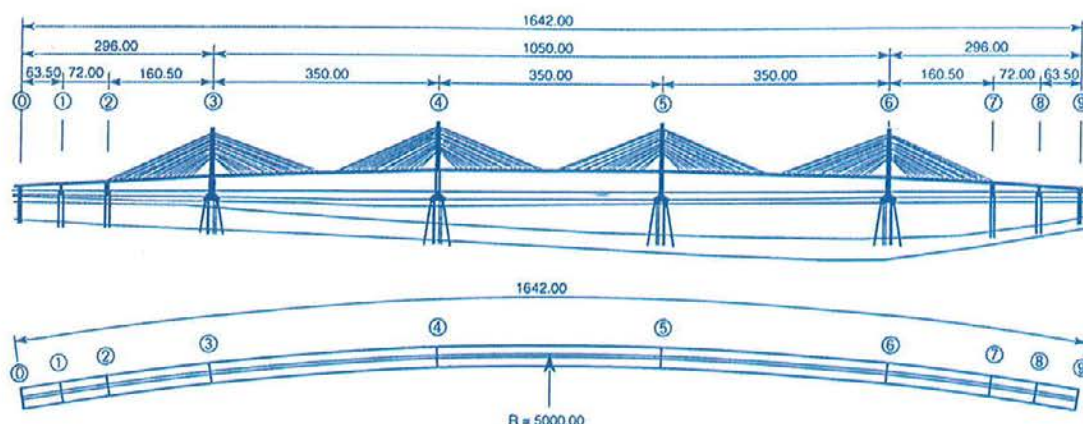


Figura 17. Alzado longitudinal del puente sobre el Lago de Ginebra.
Figure 17. Longitudinal layout of lake Geneve bridge.

las pilas es de 6,30 (canto/luz = 1/56). El pilono arranca con doble fuste en prolongación de las pilas desde el tablero y termina en fuste único a la altura del atirantamiento que es central en semi-abanico, su sección transversal no es simétrica debido a la curvatura del puente. Desde el punto de vista del comportamiento longitudinal como puente continuo frente a sobrecargas alternadas, la solución que se ha adoptado puede considerarse como una de las mejores, ya que la pila-pilono colabora eficazmente al ser monolítica en toda su altura, además el diseño de la pila con doble fuste en sentido longitudinal le proporciona la rigidez necesaria sin crear un elemento que coaccione excesivamente las deformaciones longitudinales del tablero. El empotramiento entre la pila-pilono y el tablero dota al conjunto de mayor rigidez frente a las deformaciones verticales debidas a la sobrecarga. El tablero no tiene una esbeltez excesivamente grande dado que se atiranta sólo en el eje y necesita rigidez a torsión, lo cual de paso le proporciona rigidez a flexión. Tiene una relación canto-luz de $3,5/350 = 1/100$, que hace que también el tablero colabore como elemento rígido. En resumen, podemos decir que este puente se ha proyectado tratando de optimizar al máximo los elementos resistentes de que dispone como puente continuo logrando una solución muy interesante y que marca la dirección en la que debe orientarse el proyecto de este tipo de puentes.

menor rigidez. En este puente el pilono de hormigón es monolítico con la pila con lo cual se aprovecha la rigidez a flexión de ambos elementos para resistir

this case, the pier is cylinder shaped and it is rigidly connected to the deck. The pylon, also fixed to the deck, starts at deck level with four shafts pyramid

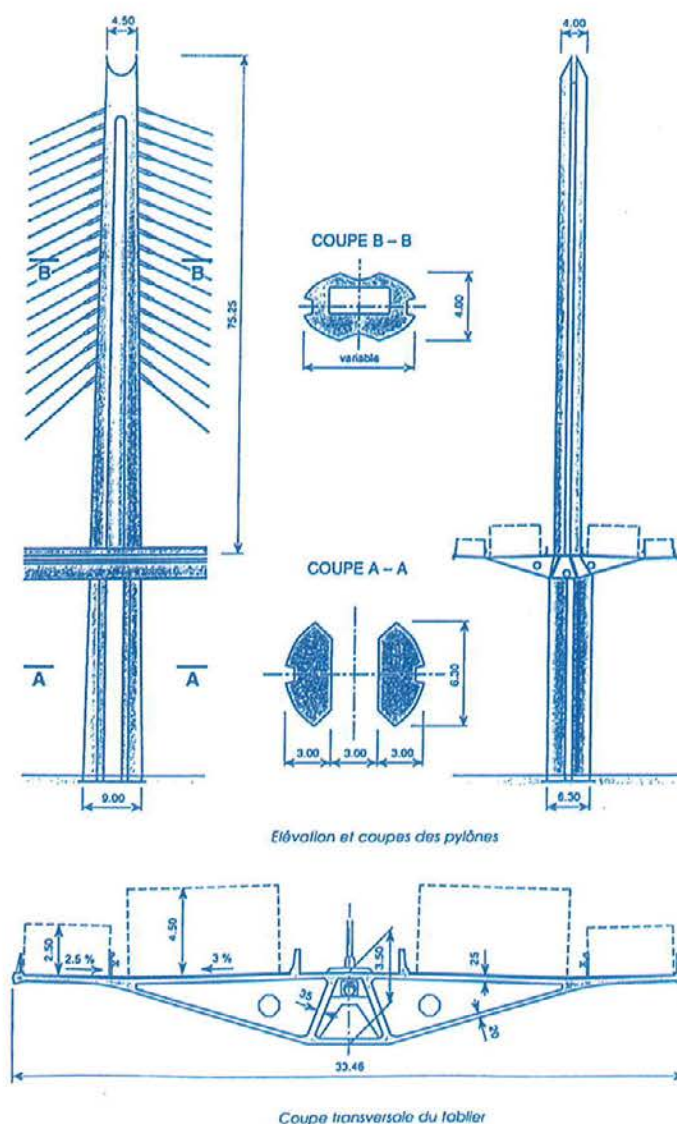


Figura 18. Pila-pilono y sección del tablero del puente sobre el Lago de Ginebra.
Figure 18. Pier-pylon and deck cross section of lake Geneva bridge.



Figura 19. Vista del puente de Kuang Fu.
Figure 19. View of Kuang Fu bridge.

shaped which come together in an only shaft at the top to take the stayed cables forces. This results in a quite rigid pylon both in longitudinal and transverse directions. Due to the longitudinal pier stiffness a simply supported deck section is provided at midspan to allow deck deformations.

Colindres Viaduct (Spain) designed by F. del Pozo (Figures 23 and 24) shows a particular case of multi-span bridge with 6 spans $34 + 50 + 2 \times 125 + 50 + 34$ m long of which only the two central 125 m long spans are stayed, whose solution would not be, in general, applicable to longer bridges. In this case, the pylons are rigidly connected to the concrete deck which has an important depth (2.20 m) with a ratio depth/span length of 1/57. The deck, in turn, is monolithic with the central pier whose longitudinal stiffness is very high. The two lateral piers have got double sliding bearing in longitudinal direction which provides a

bending fixation but allows deck movements. We see that this particular solution would be only applicable to a bridge with these characteristics, that is: four span bridge with deck level close to pile cap level, it is, with almost non-existing piers. If the bridge requires more than one central pylon the solution of fixing the deck to the pile cap would not be applicable to more than one of them, and it would not be easy to provide longitudinal stiffness to the others pylons.

Millau Viaduct (France) with 350 m long spans has not yet been built (Figures 25 and 26). It has monolithic pier-pylons designed appropriately to allow the longitudinal deck displacements and a not excessively flexible deck with enough stiffness to contribute efficiently in the bridge stiffness against alternated live loads. The ratio depth/span length of the deck is $4.5/350 = 1/78$, somewhat high for a multi-cable stayed bridge but appropriate for a multi-span bridge.

los efectos de la sobrecarga alternada. También colabora el tablero con un canto de 1,60 m (relación canto/luz=1/84). La junta en el centro de cada vano tiene como finalidad permitir las deformaciones del tablero que se encuentra fijo en las pilas.

Todavía sin construir, el puente Rion-Antirion (Grecia) de 560 m de luz (Figuras 21 y 22) se ha proyectado con una tipología que recoge la herencia de los grandes puentes de Morandi, que como ya hemos comentado en este apartado desaprovecha la pequeña colaboración del tablero. En este caso la pila es cilíndrica y está rígidamente empotrada en el tablero. Del tablero, y también fijo en él, parte el pilono con cuatro fustes en forma de pirámide que se unen para recoger el atirantamiento en su parte superior. Esto da lugar a un pilono bastante rígido tanto en sentido transversal como longitudinal. Dada la rigidez de la pila en sentido longitudinal se dispone un tramo biapoyado en el centro de cada vano para permitir las deformaciones del tablero.

El viaducto de Colindres (España) proyectado por F. del Pozo (Figuras 23 y 24) presenta un caso particular de puente continuo con 6 vanos de luces $34 + 50 + 2 \times 125 + 50 + 34$ m de los cuales sólo los dos centrales de 125,0 m están atirantados, cuya solución no sería, en principio extrapolable a puentes más largos. En este caso, los pilonos están rígidamente empotrados al tablero de hormigón que además tiene un canto importante (2,20 m) con una relación canto/luz de 1/57. El tablero, a su vez, es monolítico con la pila central del puente cuya rigidez longitudinal es muy grande. Las dos pilas laterales disponen de doble apoyo deslizante en sentido longitudinal de forma que proporcionan un empotramiento permitiendo los

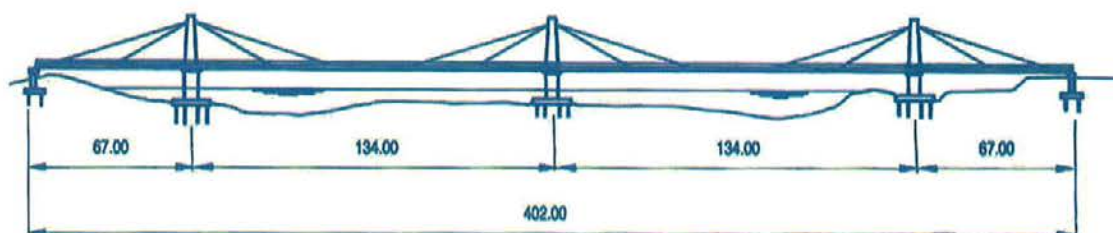


Figura 20. Alzado longitudinal del puente de Kuang Fu.
Figure 20. Longitudinal layout of Kuang Fu bridge.

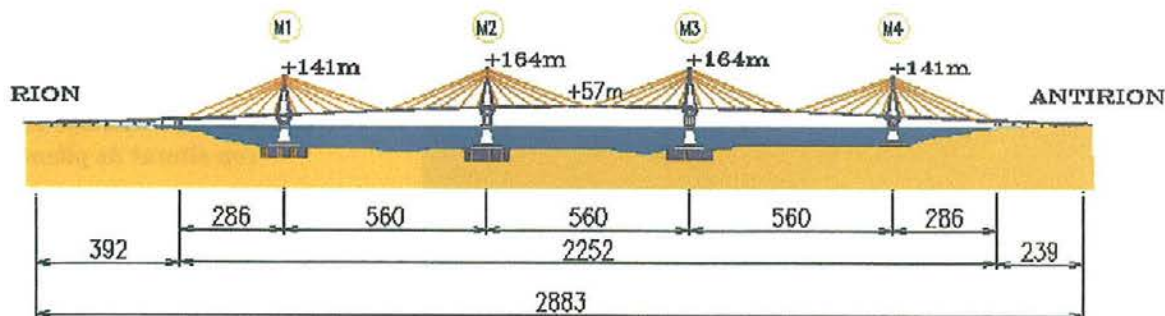


Figura 21. Alzado longitudinal del puente Rion-Antirion.
Figure 21. Longitudinal layout of Rion-Antirion bridge.

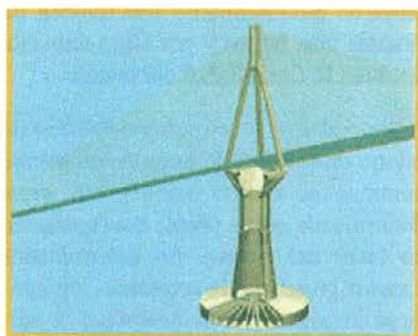


Figura 22. Perspectiva de la pila del puente Rion-Antirion.
Figure 22. Pier view of Rion-Antirion bridge.



Figura 23. Vista del viaducto de Colindres.
Figure 23. View of Colindres viaduct.

movimientos del tablero. Vemos que la solución particular aplicada en este caso

sólo sería aplicable para un puente de sus características, esto es: puente de cuatro vanos y con rasante muy próxima al nivel de encepados, es decir con inexistencia de pilas propiamente dichas. Si el puente necesitara ser más largo con más de un pilono central, la solución de empotrar en el encepado no sería aplicable más que a uno de los pilonos centrales, no siendo fácil proporcionar rigidez longitudinal al otro pilono.

Todavía sin construir se encuentra el viaducto de Millau (Francia) con 350 m de luz (Figuras 25 y 26). Tiene pilas-pilono monolíticas con un diseño adecuado para permitir los desplazamientos longitudinales del tablero y un tablero no excesivamente flexible, con rigidez suficiente para colaborar eficazmente en la rigidez del puente frente a sobrecargas alternadas. La relación canto/luz de este puente es de $4,5/350 = 1/78$,

algo elevada para un puente atirantado con atirantamiento múltiple, pero que

3.3. Multi-span cable stayed bridge with variable pylons height

Alternating pylons of different height along the multi-span bridge does not provide any advantage from the point of view of the behaviour under alternated live loads, but on the contrary, because the increment of the deck length which is supported by the stays of the higher pylons, and the reduction of the corresponding to the short ones, makes more flexible the cable stayed system with longer stays and, therefore, the bridge flexibility also increases.

However, the choice of different pylons height along a four span cable stayed bridge may be determined by the span length configuration itself. In some cases the presence of important topographic features or the clearance requirements determine the location of the piers and, therefore, the span lengths of the bridge, which may results in central spans not balanced by the side ones. In this case, two possible solutions are stated for the cable stayed bridge:

– The first solution, to be called F1, consists of the arrangement of side pylons with the same height as the central one, approximately 20% of the main span length, and non symmetrical fans of stays from these side pylons to take the load from the half of the main span and the side ones.

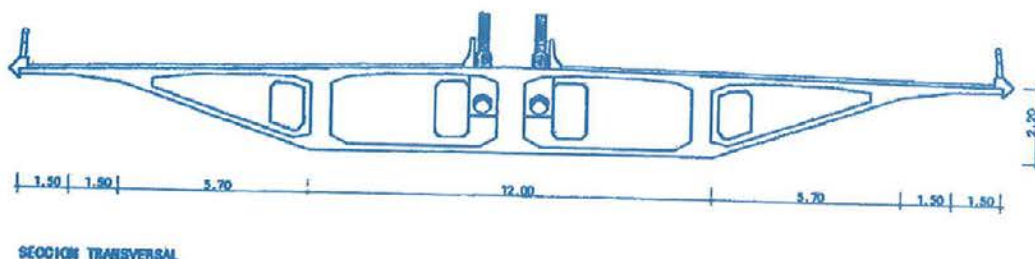


Figura 24. Sección del tablero del viaducto de Colindres.
Figure 24. Deck cross section of Rion-Antirion bridge.

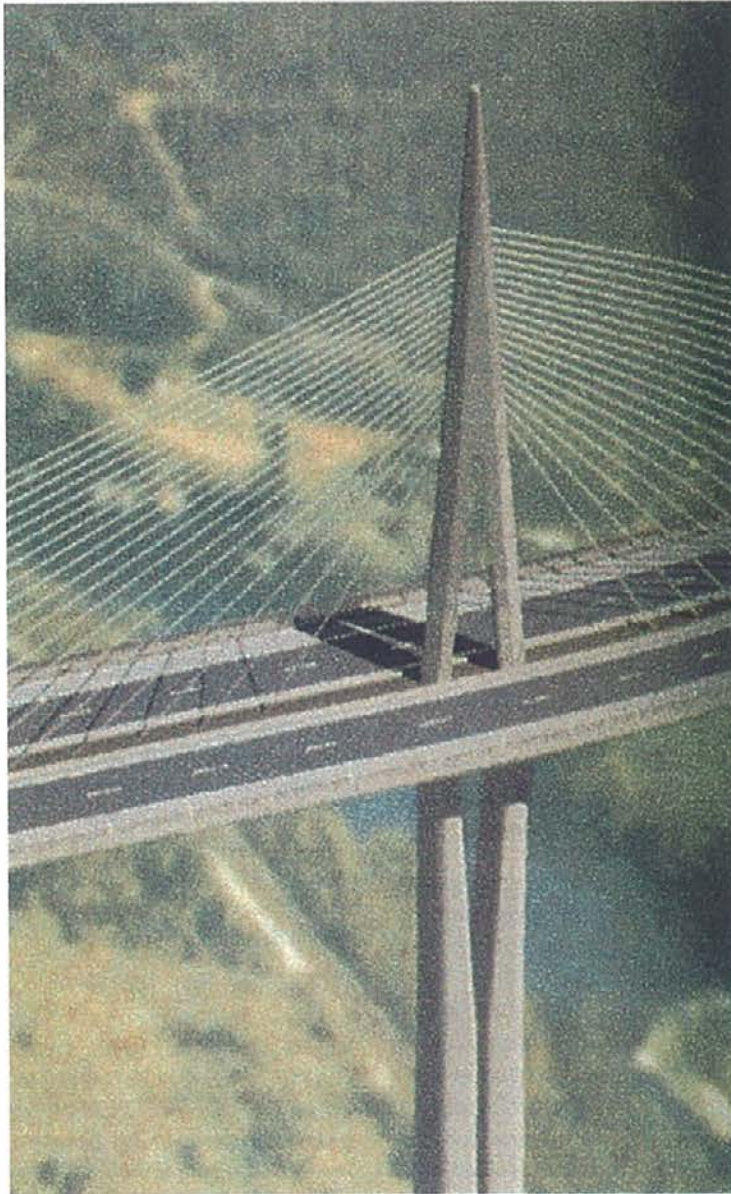


Figura 25. Vista de la pila y pilono del viaducto de Millau.
Figura 25. View of pier and pylon of Millau viaduct.

– The other option, solution F2, consists of using a different height for the side pylons in respect of the central ones, in such a way to obtain symmetrical fans of stays from all the pylons. The height of the side pylons will be conditioned by the side span lengths of the bridge and the height of the central one will depend on the deck load which is withstood by the stays anchored in this pylon which, in turn, is related to the side pylons height. This solution has been adopted for Mezcala and Ting Kau bridges.

In order to compare these two solutions the corresponding cable stayed bridge models, described as follows, has been analysed:

– Model F1: it consists of a four spans cable stayed bridge with span

lengths of $73+2 \times 200+73$ m and pylons 40 m high. From each one of the pylons 10 stays go to each span in a fan configuration with the side fans of stays non-symmetrical. The rest of the model properties are those already described in the preceding items. The deck, piers and pylons are from the flexible type (Figure 27).

– Model F2: it differs from the model F1 in the pylons heights which, in this case, are 32.088 m y 47.192 m for the side and the central pylon respectively. This gives place to three symmetrical fans of stays. 8 stays go towards each span from the side pylons and 12 from the central one.

In the deck vertical deflections and bending moments diagrams (figures 29

resulta adecuada para un puente continuo.

3.3. Puente atirantado continuo con alturas de pilono variables

La alternancia de pilonos de diferente altura en un puente continuo con muchos vanos no añade ninguna ventaja de cara al comportamiento frente a sobrecargas alternadas, sino todo lo contrario ya que, al aumentar la longitud de tablero recogido por los tirantes de las pilas altas, disminuyéndose la correspondiente a las pilas bajas, se flexibiliza el sistema de atirantamiento por tratarse de tirantes más largos y por tanto aumenta también la flexibilidad del puente.

Sin embargo, la elección de alturas de pilono diferentes a lo largo de un puente continuo de cuatro vanos puede venir determinada por la propia configuración de luces del tablero. En determinados casos la presencia de accidentes topográficos importantes o la necesidad de respetar gálibos determinan la situación de las pilas del puente y por tanto de las luces, pudiendo quedar las laterales desequilibradas con respecto a la central. En este caso para el puente atirantado se plantean dos posibles soluciones:

– La primera solución que llamaremos F1, consiste en disponer pilonos laterales de igual altura que el central, aproximadamente un 20% de la luz del vano principal, y haces de tirantes no simétricos desde los pilonos laterales, para recoger la carga de la mitad de los vanos principales y de los laterales.

– La otra opción, solución F2, consiste en variar la altura de los pilonos laterales con respecto al central de forma que los haces de tirantes son simétricos respecto de cada pilono. La altura de los pilonos laterales vendrá condicionada por las luces extremas del puente mientras que la del pilono central vendrá dada por la longitud de tablero cuya carga deben recoger los tirantes que se anclan en él y que dependerá a su vez de los pilonos laterales. Esta solución es la que se adopta en los puentes de Ting Kau y Mezcala.

Para comparar estas dos soluciones se han analizado los correspondientes modelos de puente atirantado que se describen a continuación:

– Modelo F1: consiste en un puente atirantado de cuatro vanos con luces de



Figura 26. Vista general del viaducto de Millau.
Figure 26. General view of Millau viaduct.

73 + 2x200 + 73 m y altura de pilonos de 40 m. Desde cada uno de los pilonos parten 10 tirantes hacia cada lado en abanico no siendo simétricos los de los pilonos laterales. El resto de características del modelo son las mismas ya descritas en los anteriores apartados. El tablero, las pilas y pilonos corresponden al tipo flexible (Figura 27).

– **Modelo F2:** se diferencia del modelo F1 en la altura de los pilonos que es de 32,088 m y 47,912 m para el lateral y el central respectivamente. Esto da lugar a tres abanicos simétricos respecto a los pilonos. De los pilonos laterales parten 8 cables hacia cada lado y 12 desde el pilono central (Figura 28).

En los gráficos de flechas verticales y momentos flectores en el tablero (Figuras 29 y 30) se aprecia cómo el modelo de pilonos de distinta altura F2 es más flexible que el de pilonos de igual altura F1, por ello se han añadido dos nuevos modelos F2-P y F2-T

correspondientes al modelo F2 rigidizando la pila-pilono y el tablero respectivamente para conseguir que la respuesta de estos modelos sea igual a la del puente de pilonos de igual altura. Para ello ha sido necesario aumentar la inercia de la pila 2,4 veces y la del pilono 3,2 veces. En el modelo F2-T se ha aumentado la inercia del tablero 2,85 veces (canto de 1,20 m).

En este caso es interesante hacer una comparación de la valoración económica de los distintos puentes considerando el coste de tablero, pilas-pilono y tirantes. De esta valoración se obtiene que el modelo F2 presenta una economía del 2,8% respecto al F1. Las dos variantes F2-P y F2-T son, sin embargo, un 3,3 y un 4,8% respectivamente más caras que el puente F1.

A partir de los datos analizados en este apartado podemos obtener unas conclusiones respecto a la elección de las soluciones para los **puentes de Ting Kau y Mezcala**.

and 30) it can be seen that the model F2 with pylons of different height is more flexible than that with pylons of the same height F1, because of that two additional models F2-P y F2-T, corresponding to the model F2 with stiffened piers and deck respectively, have been studied in order to achieve the same structural answer than the bridge with pylons of the same height. For that it has been necessary to increase the pier inertia 2.4 times and the pylon inertia 3.2 times. In the model F2-T the deck inertia has been increased 2.85 times (depth of 1.20 m).

In this case, it is interesting to make an economic comparison among the different bridges taking into account the deck, pier-pylon and stays cost. From this economic valuation it results that the cost of the bridge model F2 is a 2.8 % lower than that of model F1. However, the two variants F2-P and F2-T are a 3.3 % and a 4.8 % more expensive respectively than the bridge F1.



Figura 27. Puente atirantado continuo de 4 vanos con vanos laterales descompensados y pilonos de igual altura.
Figure 27. Four span continuous cable stayed bridge with lateral unbalanced spans and pylons of the same height.

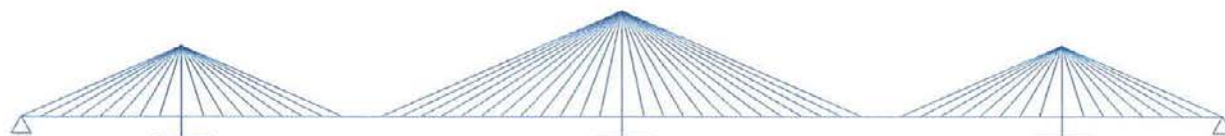


Figura 28. Puente atirantado continuo de 4 vanos con vanos laterales descompensados y pilono central de mayor altura que los laterales.
Figure 28. Four span continuous cable stayed bridge with lateral unbalanced spans and a central pylon higher than the others.

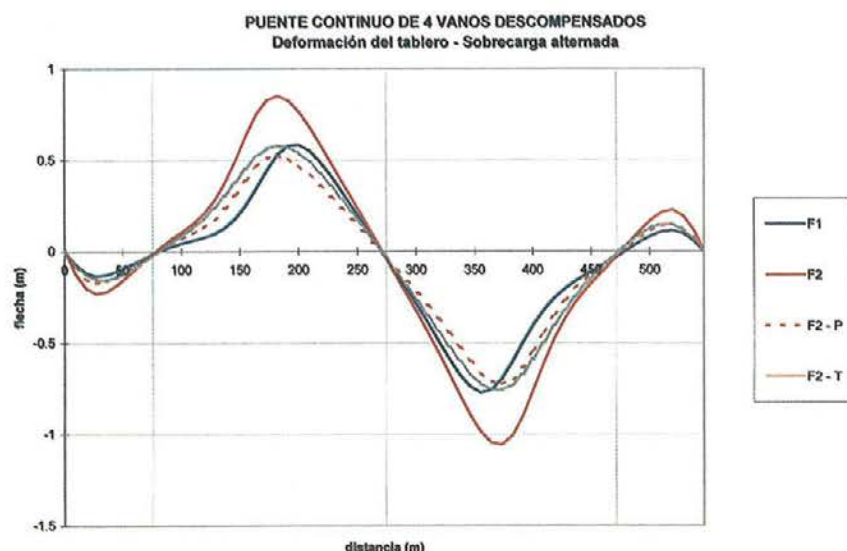


Figura 29. Diagrama de flechas verticales en el tablero del puente de 4 vanos con vanos laterales descompensados.

Figure 29. Vertical deck deflections for the four span continuous cable stayed bridge with lateral unbalanced spans.

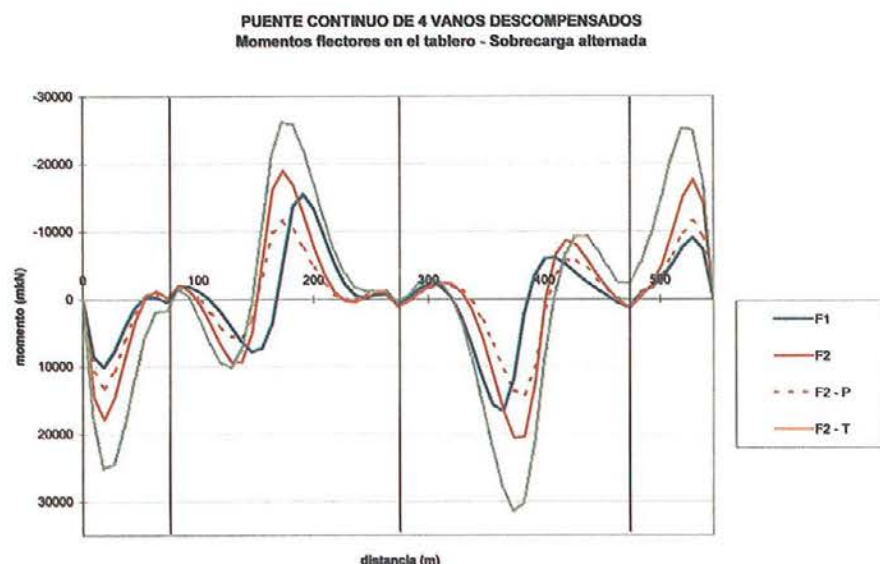


Figura 30. Diagrama de momentos flectores en el tablero del puente de 4 vanos con vanos laterales descompensados.

Figure 30. Bending deck moments diagram for the four span continuous cable stayed bridge with lateral unbalanced spans.

From the features analysed in this section we obtain some conclusions about the choice of the structural solutions for Ting Kau and Mezcala bridges.

In the first case the final solution is that of lowest cost, compensating the lack of longitudinal stiffness of the bridge against alternated live load with the presence of stiffening stays from the top of the central pylon down to the base of the side ones. As it is explained in the following section with these stays the

bridge can achieve the wanted longitudinal stiffness by increasing the cross section area of the stiffening stays.

In the case of Mezcala bridge in Mexico (Figures 31 and 32) the solution of lowest cost has been also adopted, model F2, but in this case no additional system to increase the longitudinal stiffness of the bridge has been used, although it is true that the pier-pylons of this bridge are more rigid than those of Ting Kau bridge, we are in this case in a solution

En el primer caso la solución elegida es la que se ha encontrado como de menor coste, compensando la falta de rigidez longitudinal del puente frente a sobrecargas alternadas con la presencia de unos tirantes de rigidización desde el extremo superior del pylon central hasta la base de los pilonos laterales. Como se verá en el siguiente apartado con estos tirantes se puede conseguir que el puente tenga la rigidez longitudinal deseada incrementando el área de los tirantes de rigidización.

En el caso del puente de Mezcala en México (Figuras 31 y 32) también se ha elegido la solución de menor coste, modelo F2, aunque en este caso no se utiliza ningún sistema adicional para aumentar la rigidez longitudinal del puente, si bien es cierto que las pilas-pilono de este puente son más rígidas que las del puente de Ting-Kau, encontrándonos seguramente en una solución más cercana a la correspondiente al modelo F2-P. Este puente tiene una luz principal de 311 m con un tablero mixto de canto 2,59 m lo que da una relación canto/luz de 1/120. Las pilas tienen sección cajón de hormigón con canto variable siendo el valor medio en la pila central de 8 m (canto/luz = 1/39). Rígidamente unidos a las pilas se encuentran los pilonos en forma de pórtico transversal. El tablero tiene apoyo simple en las pilas estando libre longitudinalmente en la pila central y en el estribo final y fijo en el resto de pilas. En el estribo inicial el tablero está empotrado. No obstante, la aparente falta de sistemas eficaces de rigidización del puente nos han llevado a realizar un estudio particularizado de este puente a partir de los datos del proyecto, con el cual se ha confirmado la gran flexibilidad longitudinal del mismo.

3.4. Puente atirantado continuo con tirantes adicionales de rigidización de pilonos

La utilización de tirantes adicionales con los que rigidizar longitudinalmente los pilonos es una forma eficaz para solucionar el problema del puente continuo en su comportamiento frente a sobrecargas alternadas. En este capítulo estudiaremos dos posibles opciones para rigidizar los pilonos (Figura 33).

La primera consiste en unir con cables el extremo superior de los pilonos centrales, que son los que no están anclados a ningún punto fijo, con la



Figura 31. Vista del puente de Mezcala (México).
Figure 31. View of Mezcala bridge (México).

closer to the corresponding to model F2-P. This bridge has a main span 311 m long with a composite deck 2.9 m deep which gives a ratio depth/span length of 1/120. The concrete piers have a box cross section of variable depth with an average value at the central pier of 8 m (depth/span length = 1/39). The H shaped pylons are fully fixed to the piers. The deck is simply supported on the piers being free to move longitudinally at the central pier and the final abutment and fixed in the rest of piers. At the initial abutment the deck is fully fixed. However, the apparent lack of efficient stiffening systems in the bridge has impelled us to perform a particular study of this bridge from the design data, which has confirm the high longitudinal flexibility of the bridge.

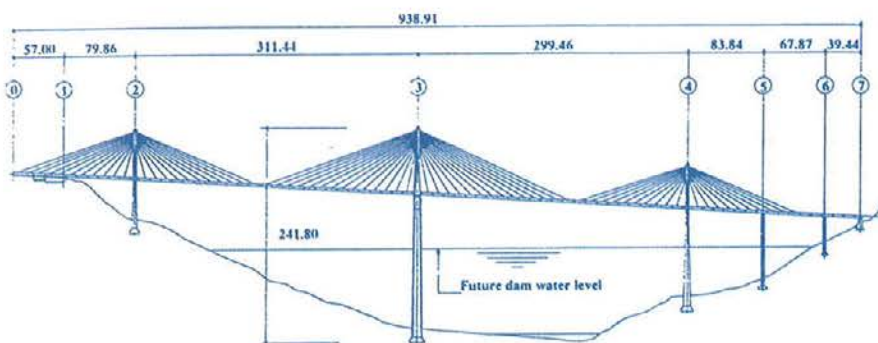


Figura 32. Alzado longitudinal del puente de Mezcala (México).
Figure 32. Longitudinal layout of Mezcala bridge.

base de los pilonos adyacentes. Esta solución ha sido empleada en el puente de Ting Kau de cuatro vanos para rigidizar el pilono central, lo que ha permitido diseñar unas pilas y un tablero muy esbeltos y flexibles.

La segunda solución consiste en la unión de los extremos superiores de todos los pilonos por medio de cables horizontales que se anclan en los estribos del puente al llegar a los pilonos extremos.

Para estudiar estas soluciones ante la actuación de la sobrecarga se ha utilizado un modelo de puente de cinco vanos igual al que se muestra en la Figura 33 con pilas y tablero flexibles y vinculación entre pila-pilono y tablero según el tipo 1 (tablero flotante).

Funcionamiento de los tirantes de rigidización

Para comprender mejor el comportamiento estructural de estos dos modelos de puente veamos en primer lugar

cómo funcionan los tirantes de rigidización cuando sobre el puente actúa una sobrecarga alternada. Para designar los dos tipos de atirantamiento los llamaremos tipo 1, al correspondiente a los tirantes desde extremo de pilono central a base de los laterales, y tipo 2 al de tirante superior uniendo extremos de pilonos.

Atirantamiento tipo 1

Cuando sobre uno de los vanos actúa una sobrecarga, ésta deforma el tablero y los tirantes transmiten esta carga al pilono que se deforma a su vez, llamaremos d al desplazamiento horizontal del extremo del pilono hacia el centro del vano (Figura 34).

Al deformarse el pilono el tirante 1 se tracciona con una fuerza $T1$ y el tirante 2 se comprime con otra fuerza $T2$ igual en magnitud a $T1$, suponiendo que los dos tirantes tienen igual área:

3.4. Multi-span cable stayed bridge with additional pylons stiffening stays

The use of additional stays to make the pylons longitudinally more rigid is an efficient way to solve the problem of the multi-span cable stayed bridge under alternated live loads. In this chapter two possible options to stiffen the pylons will be studied (Figure 33).

The first one consists of joining the top end of the central pylons, which are not anchored to any fixed point, with the base of the adjacent pylons. This solution has been used in the four spans Ting Kau bridge to restrain the central pylon, which has made possible to design very flexible and slender piers and deck.

The second solution consists of joining the top ends of all the pylons by means of horizontal cables anchored in the final abutment behind the end pylons.

To study these solutions under alternated live loads a five spans bridge model has been used as shown in figure 33 with flexible piers and deck and a connection between pier-pylon and deck according to the model 1 (floating deck).

Working of the stiffening stay cables

To the best understanding of the structural behaviour of these two bridge models we are going to see, first of all, how do the stay cables work when an alternated live load acts on the bridge. To designate both cable stayed

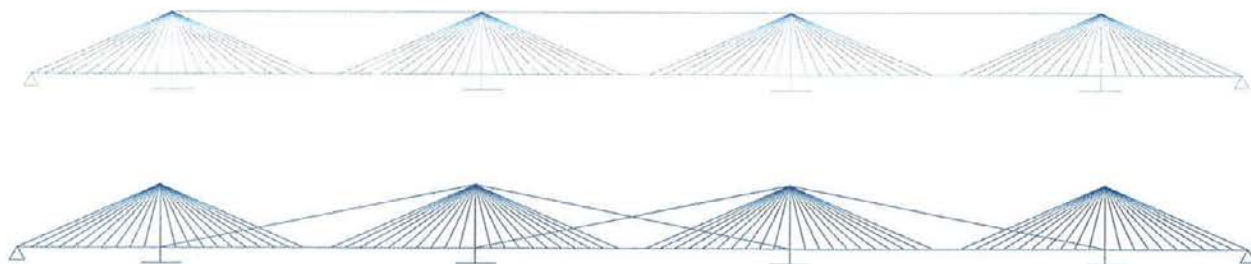


Figura 33. Puentes atirantados continuos con tirantes adicionales de rigidización de pilonos.
Figure 33. Continuous cable stayed bridges with additional stays for pylons stiffening.

system they will be called type 1, that corresponding to the stays leading from the top end of the central pylon to the base of the adjacent ones, and type 2, that corresponding to the top horizontal stay joining the ends of the pylons.

– Cable stayed system type 1

When a live load acts on one of the spans, this causes a deck deflection, the stay cables transfer this load to the pylons which, in turn, also deflect, we will call d to the horizontal displacement of the top end of the pylon towards the midspan (Figure 34).

Due to the pylon deflection the cable stay 1 is tensioned by a force $T1$ and the stay 2 is compressed by another force $T2$ of the same value of $T1$, thus, assuming that both stay cables have the same area:

$$T1 = T2 = \sigma \cdot A = E \cdot \varepsilon \cdot A = E \cdot \Delta l / l \cdot A = E \cdot A \cdot d \cdot \cos^2 \alpha / L$$

with:

σ = cable stress due to live load

A = cross section area of the stay cable

E = elasticity modulus of the stay cable

ε = unit deformation of the stay cable

l = cable length = $L / \cos \alpha$

Δl = shortening or lengthening of the stay cable = $d \cdot \cos \alpha$

The horizontal force F opposed to the pylon movement at its top will be the summation of $T1$ and $T2$, that is:

$$F = (T1 + T2) \cdot \cos \alpha = 2 \cdot E \cdot A \cdot d \cdot \cos^3 \alpha / L$$

– Cable stayed system type 2

Figure 35 shows the working of the cable stayed system type 2 under a live load acting on the central span.

Under the live load the two adjacent pylons deflect and d is the horizontal

$$T1 = T2 = \sigma \cdot A = E \cdot \varepsilon \cdot A = E \cdot \Delta l / l \cdot A = E \cdot A \cdot d \cdot \cos^2 \alpha / L$$

con:

σ = tensión en el tirante debida a la sobrecarga

A = área de la sección transversal del tirante

E = módulo de deformación del tirante

ε = deformación unitaria del tirante

l = longitud del tirante = $L / \cos \alpha$

Δl = acortamiento o alargamiento del tirante = $d \cdot \cos \alpha$

La fuerza horizontal F que se opone al movimiento del pilono en su extremo será la suma de las componentes horizontales de $T1$ y $T2$, esto es:

$$F = (T1 + T2) \cdot \cos \alpha = 2 \cdot E \cdot A \cdot d \cdot \cos^3 \alpha / L$$

Atirantamiento tipo 2

En la Figura 35 se ha representado cómo funciona el sistema de atiranta-

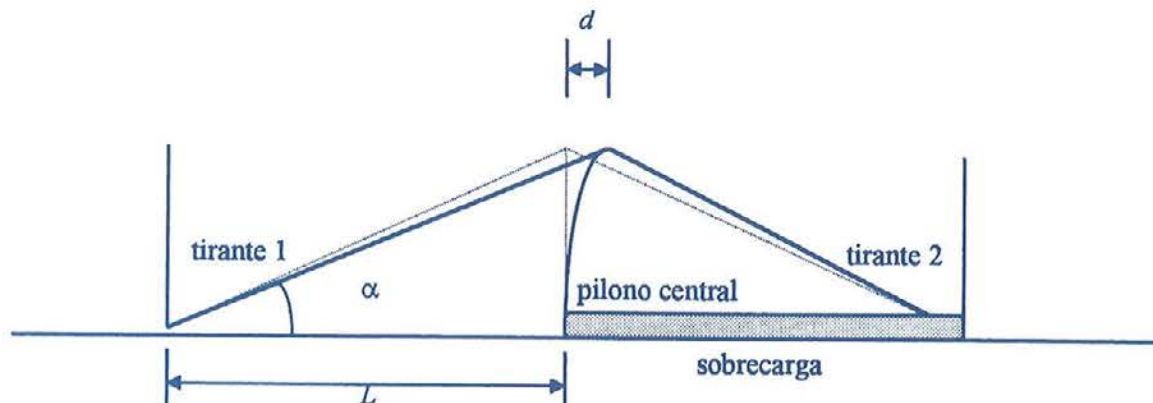


Figura 34. Funcionamiento del atirantamiento tipo 1.
Figure 34. Structural response of staying type 1.

miento tipo 2 cuando sobre el vano central actúa la sobrecarga.

Ante la actuación de la sobrecarga los dos pilonos centrales se deforman, siendo d el desplazamiento del extremo superior de los pilonos hacia el vano central. El tirante 1 se tracciona con una fuerza $T1$ y el tirante 2 se comprime con otra fuerza $T2$ de valor doble de la tracción de $T1$:

$$T1 = \sigma_1 \cdot A = E \cdot \varepsilon_1 \cdot A = E \cdot \Delta l_1 / l \cdot A = E \cdot A \cdot d / L$$

$$T2 = \sigma_2 \cdot A = E \cdot \varepsilon_2 \cdot A = E \cdot \Delta l_2 / l \cdot A = E \cdot A \cdot 2d / L$$

con:

σ = tensión en el tirante debida a la sobrecarga

A = área de la sección transversal del tirante

E = módulo de deformación del tirante

ε = deformación unitaria del tirante

l = longitud del tirante = L

Δl = acortamiento o alargamiento del tirante

Como la fuerza que ejercen los tirantes tiene sentido horizontal, la fuerza total que se opone al movimiento del extremo del pilono será la suma de $T1$ y $T2$:

$$F = T1 + T2 = 3 \cdot E \cdot A \cdot d / L$$

A partir del razonamiento teórico anterior y teniendo en cuenta que en el caso que estamos estudiando $\cos \alpha = 0,98058$, podemos obtener la relación que debería existir entre las áreas de los tirantes de rigidización del tipo 1 y del tipo 2 para que la respuesta longitudinal del puente ante la actuación de la sobrecarga, representada por el desplaza-

miento d y la fuerza F , fuera la misma:

$$F = \frac{2 \cdot E \cdot A_1 \cdot d \cdot \cos^3 \alpha / L}{(\text{tipo 1})} =$$

$$= \frac{3 \cdot E \cdot A_2 \cdot d / L}{(\text{tipo 2})}$$

$$A_1 = 3 \cdot A_2 \cdot (2 \cdot \cos^3 \alpha) = 1.59 \cdot A_2$$

Es decir, que en el atirantamiento del tipo 1 se necesitaría un área por tirante de 1,59 veces el área de los tirantes del tipo 2 para conseguir el mismo efecto, lo que indica la mayor eficacia del segundo sistema de atirantamiento.

En los gráficos correspondientes a momentos flectores y flechas verticales en el tablero (Figuras 36 y 37) se ve como se ha conseguido igualar la respuesta resistente del puente de tres vanos. Para ello a los tirantes inclinados del modelo 1 se le ha dado un área igual a 1,6 veces la de los tirantes horizontales del modelo 2, lo cual está de acuerdo con el planteamiento teórico anterior.

Esto daría lugar a un incremento de coste de los tirantes inclinados de un 60% con respecto a los tirantes horizontales en un puente suficientemente largo. Si el puente es corto, como ocurre en el caso del **puente de Ting Kau** en Hong Kong (Figuras 38 y 39) con cuatro vanos de luces 127 + 448 + 475 + 127 m, el peso de los tirantes extremos de anclaje del tirante horizontal compensa esta diferencia haciendo que apenas sea de un 7% para todo el puente, lo que explica su utilización además de la siempre discutida, ventaja estética. En el puente de Ting Kau se han reducido al máximo las rigideces de los distintos elementos dando lugar a un puente muy esbelto. El tablero de sección

displacement of the top end of the pylon towards midspan. The stay cable 1 is tensioned by a force $T1$ and the stay 2 is compressed by another force $T2$ of twice the value of $T1$:

$$T1 = \sigma_1 \cdot A = E \cdot \varepsilon_1 \cdot A = E \cdot \Delta l_1 / l \cdot A = E \cdot A \cdot d / L$$

$$T2 = \sigma_2 \cdot A = E \cdot \varepsilon_2 \cdot A = E \cdot \Delta l_2 / l \cdot A = E \cdot A \cdot 2d / L$$

with

σ = cable stress due to live load

A = cross section area of the stay cable

E = elasticity modulus of the stay cable

ε = unit deformation of the stay cable

l = cable length = L

Δl = shortening or lengthening of the cable

Since the forces from both stay cables are horizontal, the total force opposed to the movement of the end of the pylon is the summation $T1$ y $T2$:

$$F = T1 + T2 = 3 \cdot E \cdot A \cdot d / L$$

From the preceding theoretical explanation and considering that in our current case $\cos \alpha = 0.98058$, we can obtain the ratio between the areas of the stay cables of the systems type 1 and type 2 necessary to achieve the same structural behaviour of the bridge under the live load, which is represented by the displacement d and the force F :

$$F = \frac{2 \cdot E \cdot A_1 \cdot d \cdot \cos^3 \alpha / L}{(\text{type 1})} =$$

$$= \frac{3 \cdot E \cdot A_2 \cdot d / L}{(\text{type 2})}$$

$$A_1 = 3 \cdot A_2 \cdot (2 \cdot \cos^3 \alpha) = 1.59 \cdot A_2$$

That is, for the cable stayed system type 1 the stay cable will need an area of 1.59 times the area of the stay type 2 to achieve the same effect, which implies the greater efficiency of the second cable stayed system.

The diagrams corresponding to bending moments and vertical deflections of the deck (Figures 36 and 37) show that the same structural behaviour as the three span bridge has been achieved.

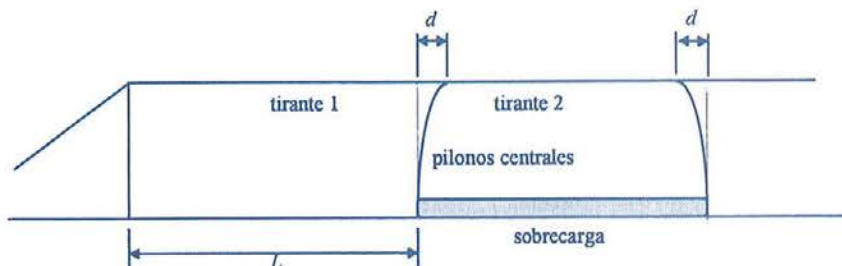


Figura 35. Funcionamiento del atirantamiento tipo 2.
Figure 35. Structural response of staying type 2.

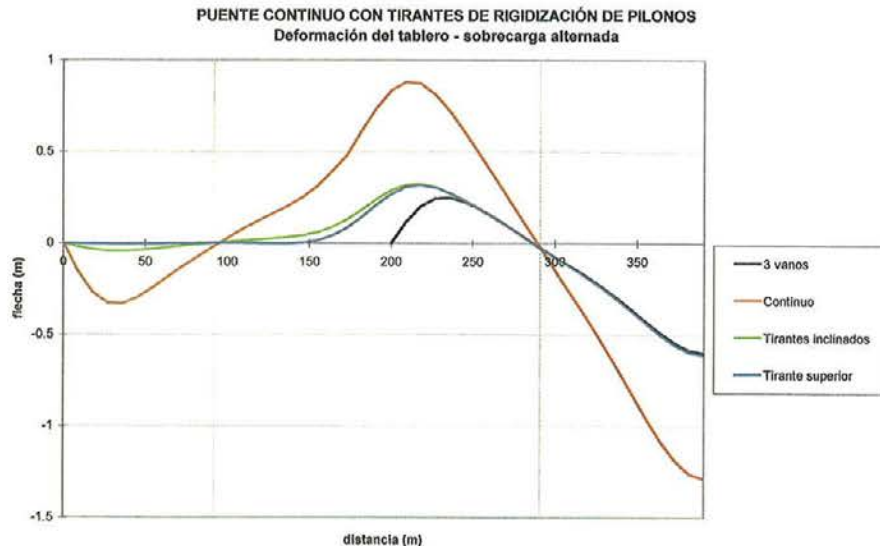


Figura 36. Diagrama de flechas verticales en el tablero con utilización de tirantes adicionales de rigidización.
Figure 36. Vertical deck deflections for bridges with additional stiffening pylon stays.

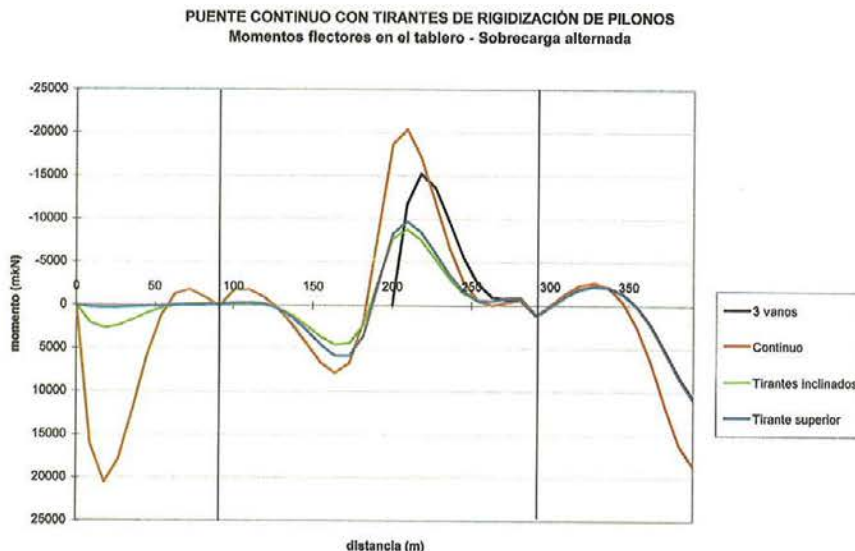


Figura 37. Diagrama de momentos flectores en el tablero con utilización de tirantes adicionales de rigidización.
Figure 37. Bending deck moments diagram for bridges with additional stiffening pylon stays.

ved. In order to do that, the area of the inclined stays of model type 1 has been set as 1.6 times that of the horizontal stays type 2, which is in accordance with the above theoretical statement.

This conclusion will lead to an increment of the cost of the inclined stays a 60 % respect of the horizontal stays in a bridge long enough. If the bridge is short, as in the case of Ting Kau bridge in Hong Kong (Figures 38 and 39) with four spans 127+448+475+127 m long, the weight of the end anchor stay cables balances this difference reducing it to a 7% for all the bridge, which justifies its use, as well as the, always argued, aest-

hetic advantage. For the Ting Kau bridge the stiffness of the different elements have been reduced to the maximum producing a very slender bridge. The composite section for the deck has a total depth variable between 1.40 and 2.0 m, which gives a ratio depth/span length of 1/237. The pier-pylons have also a cross section varying in height with a depth of 10.0 m (ratio depth/span length = 1/47.5)

The solution with a horizontal top cable has been used in the new Poole bridge (England) with main span length of 141.75 m (Figures 40 and 41), still in design phase. The great slenderness of

mixta tiene un canto total variable entre 1,40 y 2,0 m, lo que da una relación canto/luz de 1/237. Las pilas pilono también tienen una sección variando en altura con un canto de 10,0 m (relación canto/luz = 1/47,5).

La solución de tirante horizontal superior ha sido utilizada en el nuevo puente de Poole (Inglaterra) con luces principales de 141,75 m (Figuras 40 y 41), todavía en fase de proyecto. La gran esbeltez de todos los elementos resistentes de este puente, en el que el tablero apoya únicamente en los tirantes, y su longitud hacen necesario el empleo de este sistema de rigidización. Las pilas-pilono (Figura 42) consisten en pórticos en forma de A con sección tubular de 1,20 m de diámetro. El tablero (Figura 43) está compuesto por una losa con vigas laterales de sección poligonal y canto máximo de 1,025 m, con una relación canto/luz de 1/140.

3.5. Puente atirantado continuo con tirantes adicionales cruzados a lo largo de los vanos principales

Otra forma de rigidizar el puente continuo en su comportamiento longitudinal frente a sobrecargas alternadas consiste en el empleo de tirantes adicionales que se cruzan en el vano. Existen varias posibilidades a la hora de cruzar los cables en los vanos, no sólo en su disposición sino también en cuanto al reparto de cargas de peso propio para las cuales se tesan inicialmente los tirantes. A continuación se describen los cinco tipos de atirantamiento cruzado que se van a estudiar en este capítulo y que se han representado en la Figura 44, en todos ellos se ha utilizado la configuración en abanico.

– Tipo 1: desde cada pilono y por cada uno de los vanos centrales se añaden 3 tirantes cruzados en el centro y que se anclan en el tablero en los mismos puntos que los seis cables centrales del abanico. La carga vertical de peso propio del tablero se divide en dos partes iguales que son resistidas por cada uno de los dos tirantes que se anclan en el mismo punto.

– Tipo 2: como el tipo 1 pero con 5 tirantes cruzados adicionales desde cada pilono y por vano.

– Tipo 3: como los tipos anteriores pero duplicando todos los tirantes, es



Figura 38. Vista del puente de Ting Kau (Hong Kong)
Figure 38. View of Ting Kau bridge (Hong Kong).

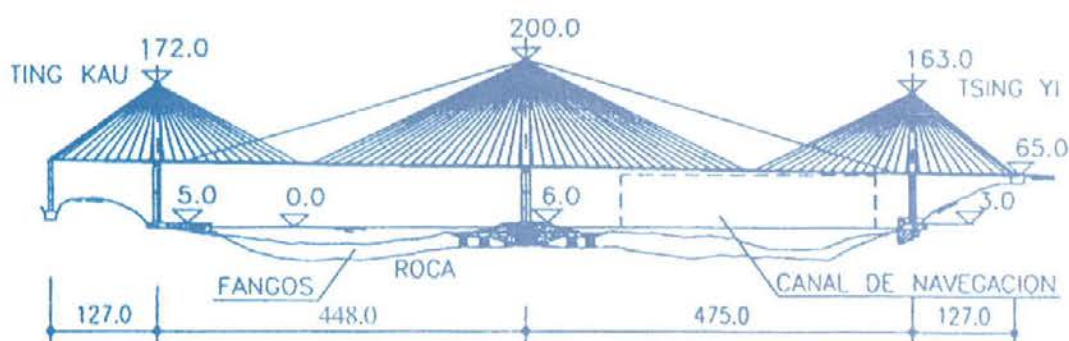


Figura 39. Alzado longitudinal del puente de Ting kau (Hong Kong).
Figure 39. Longitudinal layout of Ting Kau bridge.

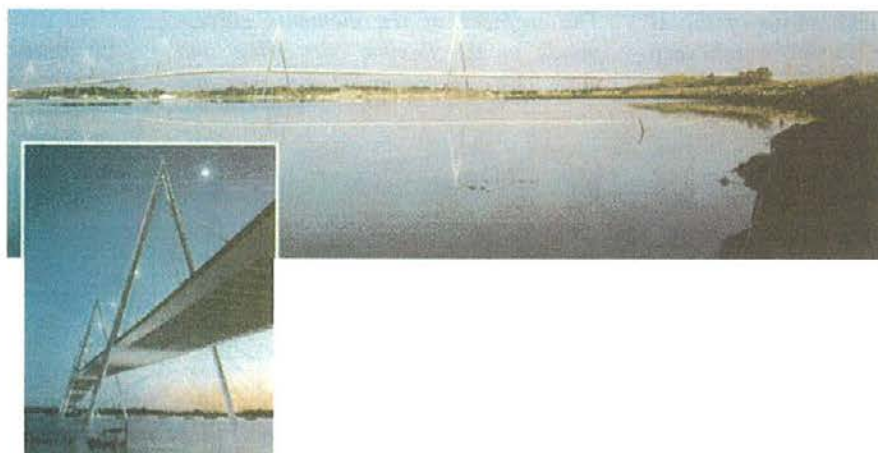


Figura 40. Recreación fotográfica del Puente de Poole (Inglaterra).
Figure 40. Artist's view of Poole bridge (England).

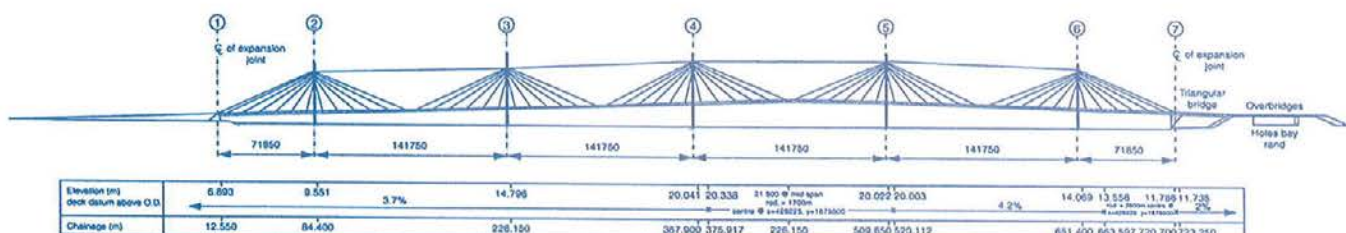


Figura 41. Alzado longitudinal del Puente de Poole (Inglaterra).
Figure 41. Longitudinal layout of Poole bridge.

decir, con 10 tirantes cruzados adicionales por vano desde cada pilono.

– *Tipo 4:* en este caso no se duplican los tirantes sino que se alternan a lo largo del tablero. Se corresponde con el tipo 2 del cual se han eliminado los tirantes duplicados, de forma que sólo se cruzan 2, eliminando los 3 adicionales restantes.

– *Tipo 5*: la configuración de los tirantes es la misma que en el tipo 2 pero varía la distribución de la carga inicial de peso propio del tablero, en este caso la carga vertical se proyecta sobre cada uno de los tirantes de forma que no existe componente horizontal. La Figura 45 ilustra ambos tipos de reparto de carga:

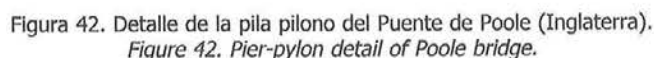
– *Type 4*: in this case the stays are not duplicate but alternated along the deck. It corresponds to a type 2 where one of two stays anchored at the same point of the deck has been removed, in such a way that only two pairs of stays are overlapped.

— Type 5: the arrangement of the stays is the same as for type 2 but the initial distribution of the self weight load of the deck between the stays is different. In this case the vertical force is projected over the stays in such a way that there is not any horizontal resultant in the deck. Figure 45 shows both types of load distribution.

For all the models, in the same way as in the preceding section, the multi-span bridge with 5 spans and span lengths of $91+3 \times 200+91$ m has been used, with piers 10 m high and 40 m long pylons. The stiffness of the elements corresponds to the flexible pier-pylon and deck. The connection between pier and

En todos los modelos, al igual que en el apartado anterior, se ha utilizado el puente continuo de 5 vanos con luces de $91 + 3 \times 200 + 91$ m, pilas de 10 m de altura y pilonos de 40 m desde el tablero. La rigidez de todos los elementos es la correspondiente a pila-pilono y tablero flexible. La vinculación entre pila y tablero, como en el resto del capítulo es la de tablero flotante sólo apoyado en los tirantes (modelo 1 de vinculación).

En primer lugar, dada la cantidad de tirantes adicionales de estos puentes, inte-



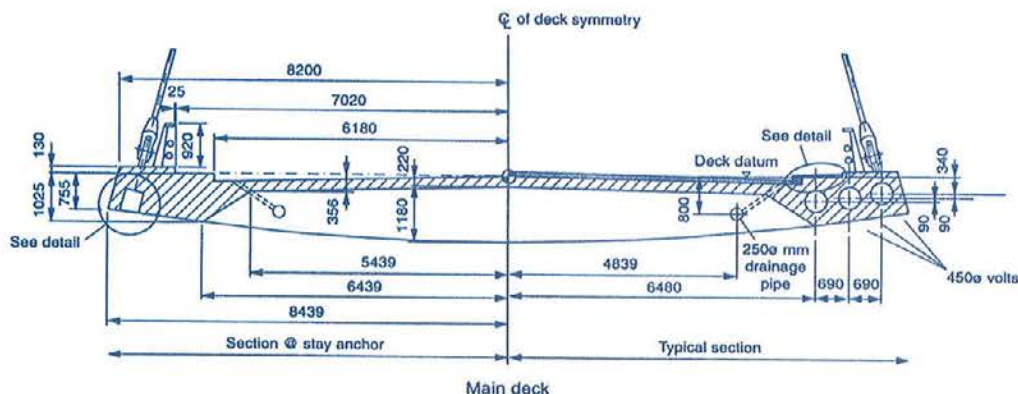


Figura 43. Sección transversal del tablero del Puente de Poole (Inglaterra).
Figure 43. Deck cross section of Poole bridge.

Tipo 1
Type 1



Tipos 2 y 5 - Types 2, 5



Figura 44. Modelos de puente atirantado continuo con tirantes adicionales cruzados.
Figure 44. Several continuous cable stayed bridges with additional crossed stays.

resa comparar las cuantías de acero en tirantes de cada uno de ellos. En la Tabla 2 se indican dichas cuantías comparándolas con el puente continuo básico, esto es, sin tirantes cruzados, en un vano central y en un puente de cinco vanos.

Lógicamente a medida que aumenta el número de tirantes cruzados aumenta la cuantía. Resulta interesante la comparación entre los tipos 2 y 5, ambos con cruce de tirantes en la mitad del vano. El reparto de carga inicial de los tirantes proyectándola sobre ellos sin componente horizontal (tipo 5) da lugar a una cuantía de acero casi un 20% menor con respecto al puente continuo básico.

Del análisis de los diagramas de flechas verticales en el tablero, representados en las Figuras 46 y 47 para medio puente, se observa que estas disminuyen según aumenta la cantidad de acero en los tirantes. El cruce de tirantes en todo el vano (tipo 3) da lugar a valores inferiores incluso a los del puente de tres vanos (Figura 46). Los tipos 2 y 5 presentan gráficos muy similares (Figura 47), lo que indica que es más adecuado el reparto de carga inicial hecho en el tipo 5 ya que se reduce la cuantía de acero.

En todos los modelos en los que se han empleado tirantes cruzados hemos visto

que mejora la respuesta longitudinal del puente frente a sobrecargas alternadas, siendo más eficaces los modelos con mayor número de tirantes cruzados abarcando una zona mayor del vano. Para entender el comportamiento de esta tipología de puente tendríamos que analizar las cargas que actúan sobre cada grupo o haz de tirantes cuando cargamos un vano con sobrecarga (Figura 48). Los tirantes de dicho vano se ven sometidos a un incremento de tracción T1 debido a la sobrecarga, esto provoca un giro del pilono B en el que se ancla el haz de tirantes y un aumento de tracciones en el haz que parte hacia el vano siguiente T2. Los tirantes que se cruzan en dicho vano y que se anclan en el pilono A se ven sometidos a una descarga (compresión) C2 que hace que aumente la carga T2 de los tirantes cruzados y anclados en el pilono B. Este incremento de tracciones de T2 es lo que hace que mejore la eficacia del sistema de atirantamiento.

Sin embargo, esta mejora se hace a costa de un aumento considerable del acero en los tirantes, lo que supone un encarecimiento del puente. Por ello, interesa comparar estos modelos de tirantes cruzados con otros de similar respuesta longitudinal pero en los que se consigue la mejora con el aumento de

deck, as in the rest of the chapter, consists of a floating deck only supported by the stays (model 1 of connection).

Comparison between the different models with overlapping fans of stays

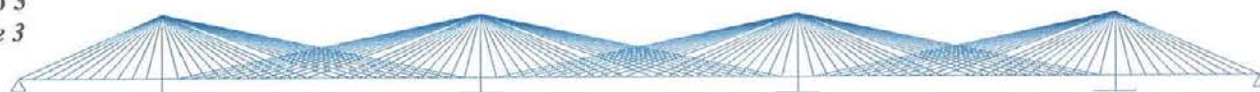
First of all, due to the great amount of additional stays in these bridges, it is interesting to compare the steel quantities in the stays of each of them. Table 2 shows those quantities referenced to the basic multi-span bridge, that is, without overlapping stays, in a main span and in a five spans bridge.

Logically, the greater the number of overlapping stays is, the greater the steel quantity results. It is found of interest to compare types 2 and 5, both of them with overlapping fans along the half of the span length. The initial distribution of self weight load projected over the stays without horizontal forces in the deck (Type 5) gives place to a steel quantity almost a 20% smaller in respect of the basic multi-span bridge.

From the analysis of the deck vertical deflections diagram, shown in figures 46 and 47 for a half bridge, it is seen that these deflections become reduced when the steel quantity is increased. The overlapping fans of stays along all the

Tipo 3

Type 3



Tipo 4

Type 4



Cont. Figura 44. Modelos de puente atirantado continuo con tirantes adicionales cruzados.

Cont. Figure 44. everal continuous cable stayed bridges with additional crossed stays.

Tabla 2. Cuantía de acero en los tirantes de los modelos de puente atirantado continuo con tirantes adicionales cruzados
Table 2. Amount of steel in stays for continuous bridge models with additional crossed stays.

Tipo	Vano central		Puente continuo de 5 vanos	
	cuantía (ton)	diferencia (%)	cuantía (ton)	diferencia (%)
continuo básico	72.690	0.0	290.758	0.0
Tipo 1	89.295	22.8	369.414	27.1
Tipo 2	113.841	56.6	465.340	60.0
Tipo 3	222.471	206.1	860.270	195.9
Tipo 4	104.547	43.8	401.319	38.0
Tipo 5	101.074	39.0	412.617	41.9

span (Type 3) gives place to smaller values even than the three span bridge (Figure 46). Types 2 and 5 show a very similar diagram (Figure 47) which indicates that the self weight distribution of type 5 is more appropriate since the steel quantity obtained for it is smaller.

In all the models where the overlapping fans of stays have been used we have found that the longitudinal behaviour of the bridge under alternated live load has been improved, and that those models with a greater number of overlapping stays over a longer section of the span are more efficient. To understand the behaviour of this typology of

bridge it is useful to analyse the loads acting over each group or fan of stays when a span is live loaded (Figure 48). The stays supporting that span are subjected to a tension increment $T1$ due to the live load, this causes a rotation of the pylon B where this fan of stays is anchored and a tension increment $T2$ in the fan leading to the next span. The stays overlapped in that span and anchored in pylon A are relieved (compressed) in an amount $C2$ which causes the increasing of the tension $T2$ carried by the overlapped stays anchored in pylon B . This increment is which improves the efficiency of the cable stayed system.

rigidez de las pilas pilono. Para ello se han estudiado modelos con diferentes rigideces de pila hasta encontrar los que tienen una eficacia similar a los modelos de cruce de tirantes. El criterio que se ha empleado para valorar esta semejanza es la comparación del momento flector en el punto medio del vano central cuando actúa una sobrecarga en el vano central y alternos.

Para poder completar la comparación entre la solución de cruzar los tirantes o la de rigidizar la pila-pilono, se ha hecho una evaluación económica del coste del atirantamiento y de la pila-

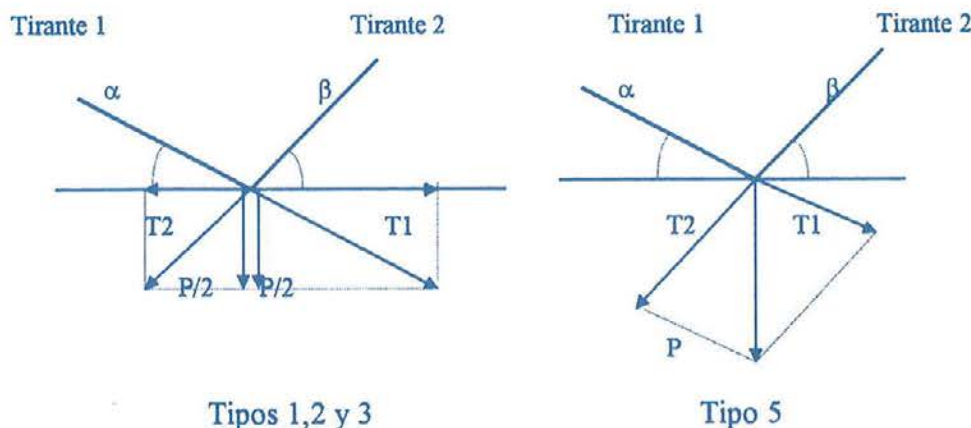


Figura 45. Dos posibles tipos de reparto de carga inicial entre los tirantes que se cruzan.
Figure 45. Two possible ways of initial load distribution between crossed stays.

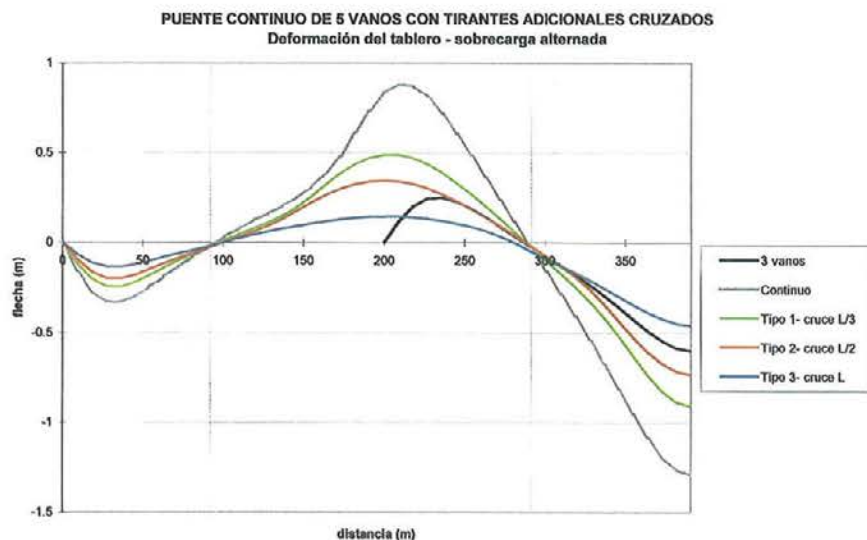


Figura 46. Diagrama de flechas verticales en el tablero con tirantes adicionales cruzados (tipos 1, 2 y 3).
Figure 46. Vertical deck deflections for the bridge with additional crossed stays (types 1, 2 & 3)

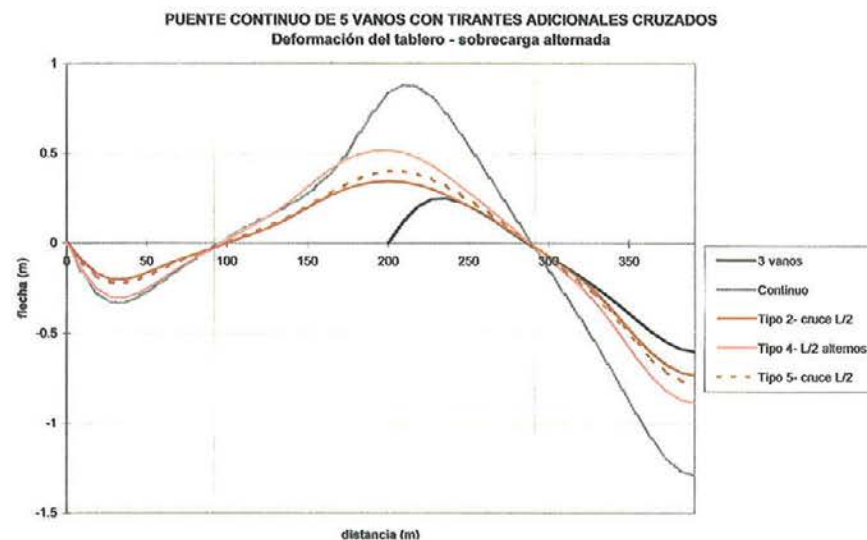


Figura 47. Diagrama de flechas verticales en el tablero con tirantes adicionales cruzados (tipos 2, 4 y 5).
Figure 47. Vertical deck deflections for the bridge with additional crossed stays (types 2, 4 & 5).

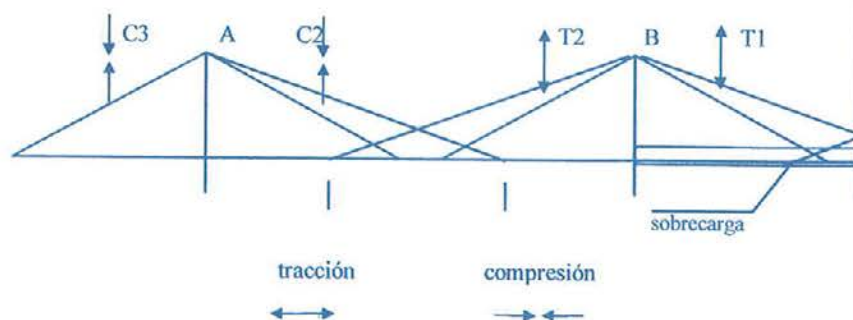


Figura 48. Comportamiento de los tirantes cruzados.
Figure 48. Crossed stays behaviour.

However, this improvement implies a considerable increment in the steel of the stays, which means a higher cost of the bridge. Because of that, it is interesting to compare these bridges of overlapped fans with other bridges having a similar behaviour but where the improvement has been achieved by increasing the stiffness of the pier-pylons. To do that, several bridge models with different pier stiffness have been analysed reaching to the same behaviour of the bridges with overlapping fans. The criterion used to compare the behaviour of the bridges is the bending moment at midspan of the main span with a live load over this span and the alternated ones.

To complete this comparative study between the solution of overlapping fans of stays and that of stiffened pier-pylons an economical valuation of the cost of the stayed system and of the pier-pylon has been carried out for one main span of each one of the models. It has been found as conclusion that the main span with overlapping stays presents a higher cost than that with stiffened pier-pylons. The differences are about a 10 % for the types 1, 4 and 5 of overlapped stayed systems, and about a 20 % for type 2 and almost a 50 % for type 3.

To illustrate this typology of multi-span cable stayed bridge, we can mention the viaduct over Val de Rennes (France) (Figure 49), a four span bridge with span length of hardly 50 m, whose only interest is the presence of overlapping stays.

3.6. Multi-span cable stayed bridge with additional lower stayed system

The last longitudinal morphology for multi-span cable stayed bridge studied consists of the use of additional stays located below the deck with one of its ends anchored in this deck and the other in the pier shaft. This stayed system provides a kind of rigid joint between the pier and the deck comprising the upper and lower stays, which will give place to a reduction in the deck and pylons deflections and in the bending moments of the deck.

To carry out this study the model of multi-span bridge with 5 spans described in the above sections is going to be used. The pier-pylons and deck properties are those corresponding to flexible elements, the pier and the pylon are

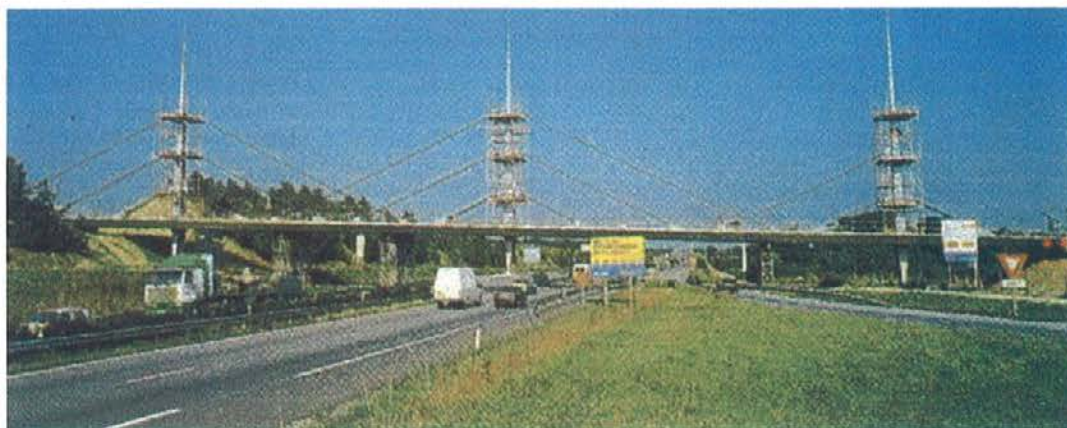


Figura 49. Vista del puente de Val de Rennes durante la construcción.
Figure 49. View of the Val de Rennes bridge during construction.

monolithic and the connection with the deck is made by means of supporting the deck only by the stays without direct connection with the pier-pylon. In this basic model of multi-span bridge the additional lower stays have been inserted giving place to nine types of bridges described as follows:

- Multi-span bridge with 2 lower stays per span (see figure 50): types F1, F2 and F3 with the stays anchored at $1/4$, $1/2$ and $3/4$ of the pier height respectively (10, 20 and 30 m below the deck level).
- Multi-span bridge with 4 lower stays per span (see figure 51): types F4, F5 and F6 with the stays anchored at $1/4$, $1/2$ and $3/4$ of the pier height.
- Multi-span bridge with 18 lower stays per span (see figure 52): types F7, F8 and F9 with the stays anchored at $1/4$, $1/2$ and $3/4$ of the pier height.

The dimensioning of the lower stays has been made in such a way to achieve a structural answer similar to that of the reference three span bridge, already used in other sections of this study. With this aim, first of all, the lower cable stays have been designed with such a cross section area to give place to the same value of the vertical component of the initial stressing forces in all of them, then, this area has been adjusted depending on the stress induced by the live load in the stays. Moreover, the area of the upper stays anchored at the same point of the lower ones has been increased to balance their stressing forces.

In accordance with that explained in the preceding paragraph the steel quan-

tities in the stays of a half span have been obtained for each bridge and they are summarised in Table 3.

It is observed that the main difference between the steel quantities corresponds to the models with the stays anchored 10 m ($H/4$; H = pier height) below the deck, models F1, F4 and F7, and the rest of the models, which have a steel quantity much smaller. This difference varies between the 55 % that means the quantity of F6 in respect of F4 and the 69 % of F3 in respect of F1. This indicates that the stays anchored close to the deck level are much less efficient than those anchored at about the half of the pier height or below.

The vertical deflections and bending moments diagrams in the deck show that a similar behaviour against the alternated live load as the three span bridge has been achieved. Figures 53 and 54 illustrate, as an example, the corresponding diagrams to the case of a pair of lower stays in each span.

Although this typology of stayed system has not yet been applied to the definitive design of any existing multi-span bridge, it has been used for the erection stage of the Ting Kau bridge, described in the preceding items, where the lower stays were used to stabilise the pylon during the erection of the deck by the balanced cantilever method.

Comparison between the lower cable stayed system and other bridge stiffening system

Once the efficiency of the lower stays for the behaviour of the multi-span

pilono en cada uno de los modelos, para un vano central tipo de un puente continuo. De esta valoración se ha obtenido como conclusión que el vano tipo de todos los modelos de tirantes cruzados es más costoso que el correspondiente al puente con pila-pilono rigidizados. Las diferencias están en el entorno del 10% para los tipos 1, 4 y 5 de atirantamiento cruzado, en torno al 20% para el tipo 2 y casi en el 50% para el tipo 3.

Como realización que ilustra esta tipología de puente atirantado continuo, podemos citar el viaducto del **Val de Rennes** (Francia) (Figura 49), puente de cuatro vanos con luces de apenas 50 m, cuyo único interés radica en la presencia de los tirantes cruzados.

3.6. Puente atirantado continuo con atirantamiento adicional inferior

La última morfología longitudinal de puente atirantado continuo que se ha estudiado consiste en la utilización de tirantes adicionales situados por debajo del tablero que se anclan por un extremo en dicho tablero y por el otro en el fuste de la pila. Con este sistema de atirantamiento se crea una especie de unión rigidizada entre la pila y el tablero formada por los tirantes superiores e inferiores, lo que dará lugar a una reducción de flechas en el tablero y los pilonos y a una disminución de los momentos flectores a que está sometido el tablero.

Para realizar este estudio se va a utilizar el modelo de puente atirantado continuo de 5 vanos que ya ha sido descrito anteriormente. Las características de las pilas-pilono y del tablero serán las

correspondientes a elementos flexibles, la pila y el pilono son monolíticos y la vinculación con el tablero es la correspondiente a tablero flotante apoyado sólo en los tirantes sin conexión directa con la pila-pilono. Sobre este modelo de puente continuo básico se han introducido los tirantes adicionales inferiores dando lugar a nueve tipos de puentes que se describen a continuación:

– *Puente continuo con 2 tirantes inferiores por vano:* (ver Figura 50): Tipos F1, F2 y F3 con los tirantes anclados a 1/4, 1/2 y 3/4 de la altura de la pila respectivamente (10, 20 y 30 m por debajo del tablero).

– *Puente continuo con 4 tirantes inferiores por vano:* (ver Figura 51): Tipos F4, F5 y F6 con los tirantes anclados a 1/4, 1/2 y 3/4 de la altura de la pila respectivamente.

– *Puente continuo con 18 tirantes inferiores por vano:* (ver Figura 52): Tipos F7, F8 y F9 con los tirantes anclados a 1/4, 1/2 y 3/4 de la altura de la pila respectivamente

El dimensionamiento de los tirantes inferiores se ha hecho de forma que se obtenga en el puente una respuesta estructural similar a la del puente de tres vanos de referencia, ya utilizado en otros puntos del estudio. Para ello, en principio, se ha tratado de dar a todos los tirantes inferiores de cada modelo un área tal que la componente vertical de la fuerza de tesado sea igual en todos ellos, posteriormente se han realizado ajustes en función de la tensión que la sobrecarga producía en los diferentes tirantes. Además se ha incrementado el área de los tirantes superiores anclados en los mismos puntos que los inferiores para compensar las fuerzas de tesado de éstos.

A partir del dimensionamiento explicado en el párrafo anterior se han obtenido las cuantías de acero en los tirantes de medio vano de cada puente que se resumen en la Tabla 3.

Se observa que la principal diferencia en la cuantía total de acero en tirantes se da entre los modelos con los tirantes anclados 10 m ($H/4$; H = altura de la pila) por debajo del tablero, modelos

bridge under alternated live loads has been proved, it is interesting to compare this solution with other options to stiffen the bridge, as the use of more rigid pier-pylons or the additional stays joining the pylons to each other.

For this reason, an economic valuation of each one of the solutions has been made, obtaining the conclusion that the most economical system to stiffen the bridge in order to achieve a similar structural behaviour as the three span bridge is the use of additional stay cables joining the top ends of the pylons, which means an increment of only a 10 % in the cost of the pier-pylons and stay cables than the basic multi-span bridge. For a bridge of this length, with five spans, the use of inclined stays between the pylons is more expensive, as explained when these systems were studied in detail, meaning an increment of 16.8 % in respect of the basic multi-span bridge.

However, we have also seen that the use of stays below the deck become very interesting if they are anchored at an appropriate distance from the deck

Tabla 3. Cuantías de acero en los tirantes de medio vano de los puentes con atirantamiento inferior al tablero.
Table 3. Amount of steel, in stays used in a half of span, for bridges with bottom stays.

Descripción	Tipo	Tirantes superiores	Tirantes inferiores	Total (tons.)
2 tirantes inferiores - $H/4$	F1	45,463	24,574	70,037
2 tirantes inferiores - $H/2$	F2	40,829	6,432	47,261
2 tirantes inferiores - $3H/4$	F3	41,875	6,197	48,072
4 tirantes inferiores - $H/4$	F4	48,951	28,559	77,510
4 tirantes inferiores - $H/2$	F5	41,053	6,184	47,237
4 tirantes inferiores - $3H/4$	F6	37,044	5,724	42,768
18 tirantes inferiores - $H/4$	F7	48,606	31,153	79,763
18 tirantes inferiores - $H/2$	F8	42,925	8,039	50,964
18 tirantes inferiores - $3H/4$	F9	42,874	6,736	49,610

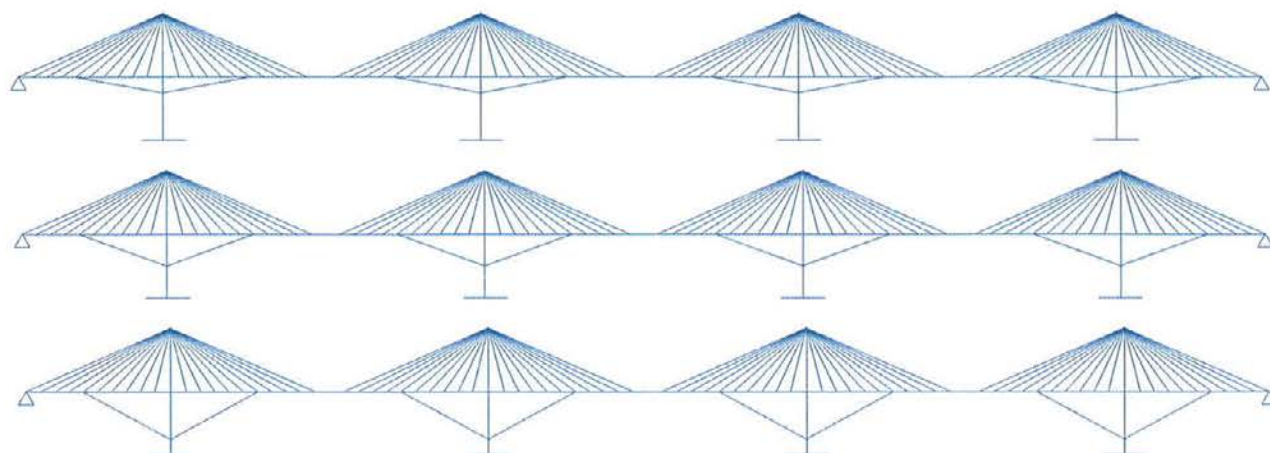


Figura 50. Modelos de puente continuo con 2 tirantes inferiores por vano.
Figure 50. Structural schemes of continuous bridges with two bottom stays in span.

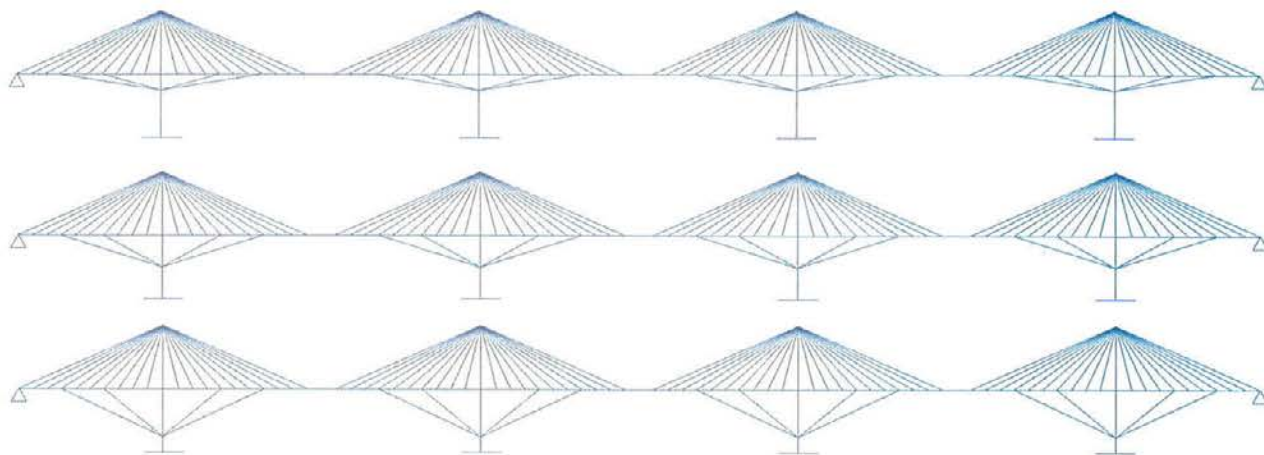


Figura 51. Modelos de puente continuo con 4 tirantes inferiores por vano.
Figure 51. Structural schemes of continuous bridges with four bottom stays in span.

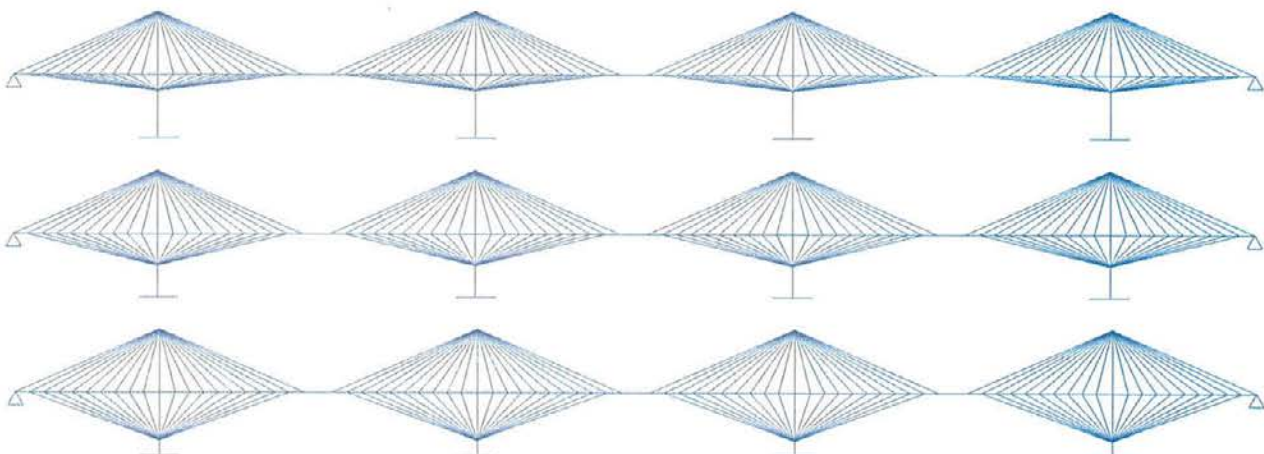


Figura 52. Modelos de puente continuo con 18 tirantes inferiores por vano.
Figure 52. Structural schemes of continuous bridges with 18 bottom stays in span.

($> H/2$). The cost increment in respect of the basic multi-span bridge is of only 18.5 % when 2 or 4 stays are used and of 24.9 % if 18 stays are used per span.

In all the cases the stiffening of the bridge by increasing the inertia of the pier-pylons results very efficient but it is more expensive than the systems based on the used of additional stays between the pylons or below the deck.

4. GENERAL CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF MULTI-SPAN CABLE STAYED BRIDGES

Once the fundamental parameters determining the behaviour of the multi-span cable stayed bridge and their influence have been stated we can include, as conclusion, several guidelines of interest for the design of multi-span cable stayed bridges.

1. The use of the classical typologies, normally used in the three span bridges, for the design of the multi-span cable stayed bridges shall always take into account the great influence of the pier-pylon stiffness in the stayed system efficiency. For this reason, it is interesting to use connections between pier-pylon and deck where the pier-pylon is continuous (model 1 and 3 of this study), neglecting those where the deck and the pier are simply supported on the pier since they not take into account the pier stiffness (connection model 2).

2. Two important factors, which are the bridge length and the piers height, shall be also regarded in order to decide whether the connection between deck and pier-pylon is fully fixed (model 3), or these two elements are independent since the deck is only supported by the stays (model 1). Depending on these factors, the fully fixed connection of model 3 will be convenient for those piers not affected by the

F1, F4 y F7, y el resto de los modelos, que tienen una cuantía de acero en tirantes bastante inferior, variando entre el 55% que supone la cuantía del F6 con respecto al F4 y el 69% del F3 con respecto al F1. Esto nos indica una menor eficacia de las alturas pequeñas de anclaje de los tirantes inferiores desde el tablero con respecto a alturas del orden de la mitad de la pila o superiores.

Los gráficos de flechas verticales y momentos flectores en el tablero para la actuación de una sobrecarga alternada nos muestran como se ha alcanzado un comportamiento similar al del puente de tres vanos en todos los modelos. En las Figuras 53 y 54 hemos recogido, a modo de ejemplo, los correspondientes al caso de dos tirantes inferiores por vano.

Aunque no existe ningún puente continuo en el que se haya aplicado este tipo de atirantamiento en la solución definitiva, sí ha sido utilizado con éxito en la fase de construcción del

puente de Ting Kau, del que ya hemos hablado, donde los tirantes inferiores al tablero se utilizaron para estabilizar el pylon durante la construcción del tablero en voladizo (Figura 55).

Comparación del atirantamiento inferior con otros sistemas de rigidización del puente

Una vez vista la eficacia de la utilización de tirantes inferiores al tablero para el comportamiento del puente frente a sobrecargas alternadas, interesa comparar esta solución con otras alternativas de rigidización del puente, como son la disposición de pilas-pilono más rígidas o el empleo de tirantes adicionales de unión de pilonos entre sí.

Para ello se ha hecho una valoración económica de cada una de las soluciones de la que se deduce que el sistema más económico de rigidizar el puente para obtener una respuesta similar a la del puente de tres vanos es por medio de la utilización de tirantes adicionales que unan los extremos superiores de los pilonos, lo cual supone un 10% más de coste en pilas-pilono y tirantes que en el puente continuo básico. Para un puente de esta longitud, con 5 vanos, el sistema de utilización de tirantes inclinados entre los pilonos es más caro como ya se explicó al estudiar en detalle estos sistemas, supone un 16,8% más que el puente básico.

Sin embargo, vemos también que la utilización de tirantes inferiores al tablero resulta muy interesante si se anclan a una distancia adecuada del tablero ($> H/2$). Vemos que el aumento de coste con respecto al puente básico continuo es de sólo un 18,5% si se utilizan 2 ó 4 tirantes por vano y de un 24,9% si se utilizan 18 tirantes por vano.

En todos los casos la rigidización del puente aumentando la inercia de las pilas-pilono resulta muy eficaz pero es más cara que los sistemas de utilización de tirantes adicionales entre pilonos o inferiores al tablero.

4. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE PUENTES ATIRANTADOS CONTINUOS

Después de haber expuesto cuáles son los parámetros fundamentales que determinan el comportamiento del puente atirantado continuo, así como la influencia

de cada uno de ellos, podemos incluir, como conclusión, una serie de pautas que interesa conocer para el proyecto de puentes atirantados continuos.

1. El empleo de las tipologías clásicas, usadas en puentes atirantados de tres vanos, para el proyecto de puentes atirantados continuos debe siempre tener en cuenta la gran influencia de la rigidez de la pila-pilono en la eficacia del atirantamiento. Por ello interesa utilizar tipologías de vinculación entre pila-pilono y tablero en las que la pila-pilono sea continua (modelos 1 y 3 del estudio), desechando aquellas en las que el tablero y el pylon apoyan simplemente en la pila desaprovechando la rigidez de ésta (modelo 2 de vinculación).

2. Deberán tenerse en cuenta, además, dos factores importantes, que son la longitud del puente y la altura de las pilas, para decidir entre vinculación fija entre tablero y pila-pilono (modelo 3), o bien, hacer estos dos elementos independientes apoyando el tablero únicamente en los tirantes (modelo 1). En función de estos factores, la vinculación fija según el modelo 3 interesará en aquellas pilas del puente que no se vean afectadas por los movimientos longitudinales del dintel, mientras que en el resto de pilas se dispondrá la vinculación tipo 1.

longitudinal movement of the bridge, while the model 1 of connection will be provided at the rest of the piers.

3. In those cases where the topographic or clearance conditions impose the choice of unbalanced side spans for a four spans bridge, the design of pylons of different height to obtain symmetrical fans of stays requires the use of some bridge stiffening system as the pier-pylons stiffening or the use of additional stays joining the pylons (system used, as it has been seen, in the Ting Kau bridge but lacking in Mezcala bridge). Both solutions are interesting although they mean a little increment in the cost in respect of the bridge with pylons of the same height.

4. In general, one very interesting option alternative to the classical solutions based on the pier-pylon stiffening is the use of additional stays connecting the pylons between them, with the horizontal cable between the pylons heads as the most economic solution. For four spans bridges, the cost difference between this cable and the inclined cables leading from the top of a pylon to the base of the adjacent ones is not important and so both systems results appropriate.

5. The use of overlapping fans of stays in the spans is a good solution to stiffen the bridge but it may become very expensive if the number of stays is excessive. Anyway, it

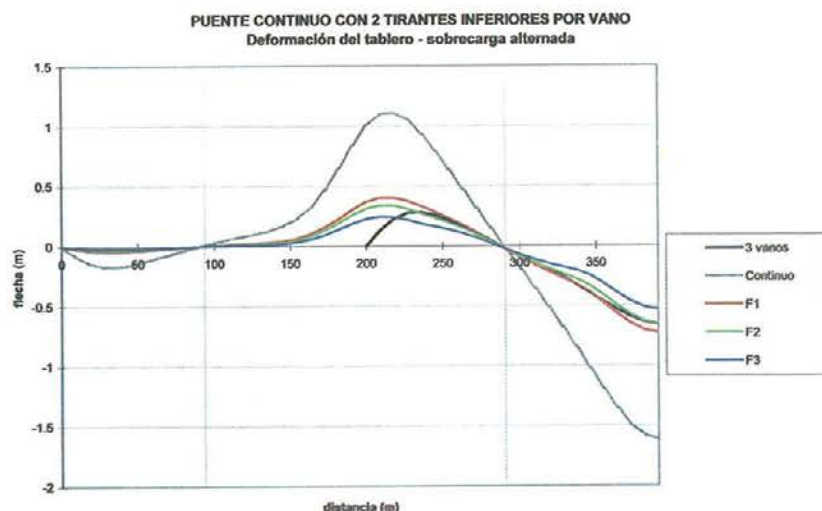


Figura 53. Diagrama de flechas verticales en el tablero de los modelos de puente continuo con dos tirantes inferiores por vano.

Figure 53. Vertical deck deflections for continuous bridges with two bottom stays.

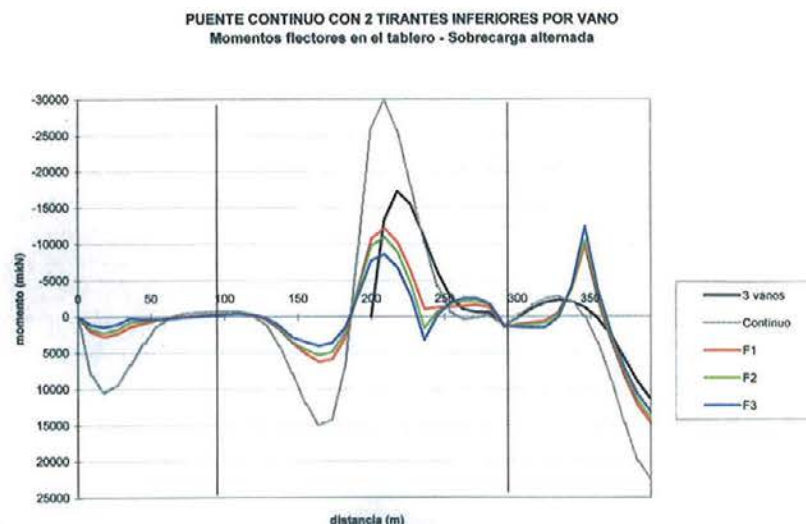


Figura 54. Diagrama de momentos flectores en el tablero de los modelos de puente continuo con dos tirantes inferiores por vano.

Figure 54. Bending deck moments diagram for continuous bridges with two bottom stays.

is always more interesting to dimension the overlapping stays anchored in one segment with the projection of the weight of the deck segment over them in such a way that there is not horizontal component in the deck, since this gives place to a reduction in the area of the stays.

6. In those multi-span bridges for which there are no important clearance

requirements below the deck (which is not usual) the solution of cable stayed system below the deck may be used. This option results more economical than the classical ones based on the stiffening of the pier-pylon and it is interesting provided the stays anchor points are far enough from the deck level (as a reference the pylon mid-height) and their number is not excessive.



Figura 55. Detalle de la pila durante la construcción del puente de Ting Kau.

Figure 55. Pylon detail during construction of Ting Kau bridge.

3. En los casos en los que las condiciones topográficas o de gálibos obliguen a la descompensación de los vanos laterales en un puente continuo de cuatro vanos, el diseño del puente con pilonos de distinta altura para lograr haces de tirantes simétricos requiere la utilización de algún sistema de rigidización del puente como es la rigidización de las pilas-pilono o el uso de tirantes adicionales entre los pilonos (sistema que, como ya hemos visto, ha sido usado en el puente de Ting Kau pero que se echa en falta en el puente de Mezcala), ambas soluciones son interesantes, aunque suponen un pequeño encarecimiento del puente con respecto al que resultaría de la utilización de pilonos de igual altura.

4. En general, una opción muy interesante alternativa a las soluciones clásicas basadas en la rigidización de la pila-pilono es el uso de tirantes adicionales de rigidización de los pilonos entre sí, siendo la solución más económica la utilización de un tirante horizontal entre las cabezas de los pilonos. En puentes continuos de cuatro vanos, la diferencia de coste de este tirante con los tirantes inclinados desde la cabeza de un pilono a la base de los adyacentes no es importante por lo que ambos sistemas resultan apropiados.

5. El empleo de haces de tirantes cruzados en el centro de los vanos es una buena solución para dar rigidez al puente pero puede llegar a resultar muy cara si el número de tirantes que se anclan es excesivo. En cualquier caso siempre interesa dimensionar los tirantes que se cruzan proyectando el peso de la dovola del tablero entre los dos tirantes que se anclan en ella de forma que se anule la componente horizontal, lo cual da lugar a una reducción del área de los tirantes.

6. En aquellos puentes continuos en los que no haya restricciones importantes de gálibos por debajo del tablero (lo cual no es habitual) se puede emplear la solución de atirantamiento inferior al tablero. Esta opción resulta más económica que las opciones clásicas de rigidización de la pila-pilono e interesante siempre que los tirantes inferiores se anclan suficientemente alejados del tablero (como dato de referencia la mitad de la altura del pilono) y su número no sea excesivo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Arenas, Juan J.; Pantaleón, Marcos J. El viaducto de la Arena, en la autopista del Cantábrico. *Hormigón y Acero*. Nº 196. 1995 (págs. 59 a 68)
2. Bergermann, R.; Schlaich, M. *Variety in cable stayed bridge design*. (The conceptual design of the Ting Kau Bridge). Conceptual Design of Structures. Proceedings of the International Symposium University of Stuttgart. October 7-11, 1996 (págs 579 a 585).
3. Bouchet, André. Le Viaduct de la Polcevera sur l'autoroute Gênes-Savone. *La Technique des Travaux*. Sept. oct. 1968 (págs. 295 a 306).
4. Gimsing, Niels J. *Cable Supported Bridges. Concept & Design*. John Wiley & Sons, New York N.Y. 1997. 2nd Edition.
5. Gimsing, Niels J. Multispan stayed girder bridges. *Journal of the structural division*. October 1976 (págs. 1989 a 2003).
6. Klein, Jean-François; Houriet, Bernard; Moïa, Pierre. *Genève: Projets de Traversée du Petit Lac en Pont*. Swiss Federal Institute of Technology. Lausanne.
7. Podolny, W.; Scalzi, J. B. *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*. John Wiley & Sons, New York N.Y. 1986. 2nd Edition.
8. Rodado López, Juan. *Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos*. Tesis doctoral (director: Javier Manterola Armisén). E. T. S. I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Año 1999.
9. Simons, Hanns. Le pont en béton précontraint de 8678 mètres de longueur sur le lac de Maracaïbo (Venezuela). *La Technique des Travaux*. Sep. oct. 1963 (págs. 297 a 314).
10. Tang, Man-Chung. *Multispan Cable-stayed Bridges*. Proceedings of the 15th Congress of the IABSE. Copenhagen. June 16-20, 1996 (págs. 99 a 104).
11. Theyssandier, Jean-Paul. *Recent trends in bridge foundations*. Rion Bridge. Proceedings of the 15th Congress of the IABSE. Copenhagen. June 16-20, 1996 (págs. 705 a 709).
12. Virlogeux, Michel. *Bridges with Multiple Cable-Stayed Spans*. Proceedings of the IABSE Conference. Cable Stayed Bridges – Past, Present and Future. Malmö, 1999.



Apolonio Morales, 13-C
28036 Madrid
Tef. 91 343 03 48
Fax: 91 359 12 46 - 359 51 04
e-mail: preconma@futurnet.es

FÁBRICAS:

- 1 VILLAGARCÍA DE AROSA (PONTEVEDRA)
- 2 CAMBRE (LA CORUÑA)
- 3 FRESNO DE LA VEGA (LEÓN)
- 4 CASTEJÓN (NAVARRA)
- 5 CABEZÓN DE PISUERGA (VALLADOLID)
- 6 ALCALÁ DE HENARES (MADRID)
- 7 ALCAZAR DE SAN JUAN (CIUDAD REAL)
- 8 VENTA DE BAÑOS (PALENCIA)
- 9 DOS HERMANAS (SEVILLA)
- 10 HUMILLADERO (MÁLAGA)

Tel.: 986 712 022
Tel.: 981 676 857
Tel.: 987 771 023
Tel.: 946 770 475
Tel.: 983 500 501
Tel.: 918 890 388
Tel.: 926 540 689
Tel.: 979 770 412
Tel.: 954 721 750
Tel.: 954 737 175



ZONAS CERTIFICADAS
FERROVIARIA
NOROESTE
NORTE

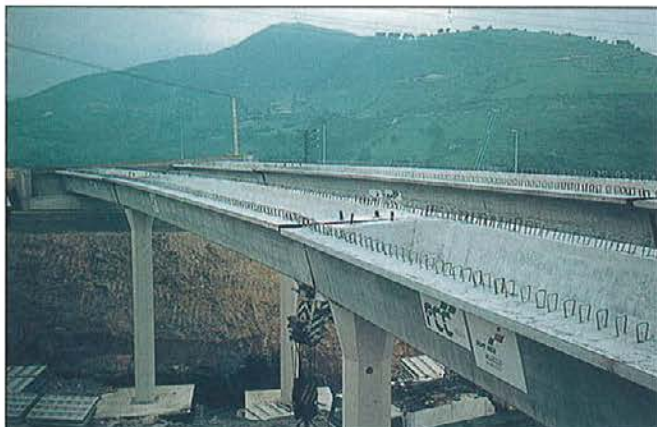
ISO 9001



Puerto de Velate (Navarra)



Lardero (Logroño)



Kastresana (Vizcaya)



Egües (Navarra)



Saja (Santander)



Almazán (Soria)



Álava

Obras de transformación de la Plaza Cerdà, Barcelona

Works of transformation of the Cerdà square at Barcelona

Manuel Valdés López

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor asociado de la ETSECCP de Barcelona
Consultor de Ingeniería Civil, CICA



Jaume Llongueras i Mestre

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Consultor de Ingeniería Civil, CICA



Antonio R. Mari Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de la ETSECCP de Barcelona

RESUMEN

Como resultado de la expansión de la ciudad, la Plaza Cerdà de Barcelona se ha transformado, de un antiguo enlace viario, en un nuevo centro urbano. Estas obras han supuesto la ejecución de 6 721 m² de estructuras en un entorno urbano, con todas las dificultades que ello comporta. En este artículo se describen las actuaciones más importantes realizadas en la plaza desde el punto de vista estructural: la demolición de dos viaductos continuos de hormigón post-tensado de 162 y 106 m de longitud total con luces entre 25 y 36 m, y la construcción de una avenida peatonal elevada de 192,6 m de longitud total y 4,6 m de ancho mínimo de tablero, formada por dos pasarelas mixtas de sección cajón con luces de 40 m aproximadamente, apoyadas en un voladizo también de sección mixta.

Palabras clave: Demolición, hormigón pretensado, pasarela peatonal, estructuras mixtas, puentes

SUMMARY

As a result of the city expansion, the Cerdà Square of Barcelona has suffered

a deep transformation, from an old road interchange, into a new urban center. The works have involved the execution of 6721 m² of structures in an urban setting, with all the difficulties associated to it. In this paper, two of the most important actions carried out in the square from the structural viewpoint are described. The first one is the demolition of two continuous post-tensioned concrete bridges of 162 and 106 m total length, with maximum spans of 25 and 36 m. The second one is the construction of a pedestrian over crossing of 192,6 m length and 4,6 m minimum width, consisting of two composite concrete and steel box girder bridges of 40 m maximum length, monolithically connected to a composite cantilever.

Key words: Demolition, Prestressed Concrete, Pedestrian bridges, composite construction, bridges

1. ANTECEDENTES

El nudo Cerdà fue construido en 1970 y estaba hasta ahora concebido como un enlace estrictamente viario que resolvía, mediante tres niveles, la conexión entre dos importantes arterias de la red viaria

de la ciudad: la Gran Vía y la Ronda del Mig (Badal). En aquellos momentos este enlace marcaba el límite de la zona estrictamente residencial de la ciudad.

Desde hace algún tiempo, este entorno ha venido experimentando una continua transformación, y todo el suelo que



Figura 1. Aspecto del nudo Cerdà hasta febrero de 1998.

estaba ocupado básicamente por industrias se ha ido reconvirtiendo en zonas de carácter residencial, comercial y de servicios. Este hecho llevó a los ayuntamientos de Barcelona y L'Hospitalet de Llobregat a cuestionar la validez del nudo viario como tal y a pensar en una concepción más funcional y atractiva desde el punto de vista del peatón, y que a la vez cumpliera las exigencias funcionales y encajara como elemento integrador del importante eje que representa para la ciudad de Barcelona la Gran Vía.

La solución consistió básicamente en:

- Configurar un anillo viario de carácter local mediante otras calles de la zona que diera una base funcional a la propia plaza y a los accesos a las diferentes piezas que configuran el entorno.
- Dejar la Gran Vía como vía segregada con 6 carriles y prolongar el tramo deprimido de la calzada central, dejando preparadas las estructuras para una cobertura posterior.
- Conformar en la propia plaza una gran rotonda de 4 carriles que, funcionando con regulación semafórica, regulará los movimientos más importantes
- Prever un paso superior para peatones que bordeara la rotonda y permitiera aumentar los tiempos de las fases en los semáforos

2. ACTUACIONES MÁS SIGNIFICATIVAS

Para la consecución de estos objetivos, las actuaciones más importantes desde el punto de vista estructural han sido:

- Demolición de los viaductos que conformaban el enlace viario a tres niveles.
- Descompensación de los empujes laterales en un túnel de ferrocarril que transcurre paralelo al eje de la Gran Vía, al prolongar el tramo deprimido de la calzada central para crear un paso inferior.
- Construcción de dos losas de hormigón postesadas de forma irregular y luces de hasta 30 m para conformar los

labios laterales del paso inferior de la rotonda.

- Construcción de una avenida peatonal elevada de 192,6 m de longitud total y 4,6 m de ancho mínimo de tablero.

Aunque cada una de ellas encierra aspectos relevantes, la primera y la última se consideran las de mayor interés, por lo que se describirán las soluciones adoptadas, los procedimientos de ejecución y las principales líneas de análisis seguidas para la demolición de los viaductos y la construcción y montaje de la avenida peatonal.

3. DEMOLICIÓN DE LOS VIADUCTOS POSTENSADOS

3.1. Descripción de las estructuras

De los 3 viaductos que componían el nudo vial de la Plaza Cerdà, se analiza la demolición de los dos mayores, proyectados por la oficina Carlos Fernández Casado S.A. y construidos en 1970. Ambos eran puentes continuos hormigonados "in situ" con una sección transversal tipo cajón unicelular postensado de canto constante. El ancho del tablero era de 9,0 m.

El primero, con 162,1 m de longitud total, tenía una planta curva con un esquema longitudinal de 26,0 + 36,0 + 25,2 + 3 x 25,0 y 1,3 m de canto. Su

demolición fue la más complicada por tener la luz más importante y encontrarse esta justo sobre un carril de la Gran Vía. El segundo, de planta recta, canto 1,1 m y 106 m de longitud total tenía 4 vanos: 25,0 + 2 x 28,0 + 25,0 (los vanos 2 y 3 pasaban sobre la Gran Vía) y fue demolido a continuación. En ambos casos se mantuvo la circulación de tráfico por la Gran Vía, al menos en un sentido.

3.2. Proceso de demolición

La complejidad del proceso de demolición fue tanto estructural como coyuntural: se estaba en presencia de estructuras postensadas de magnitudes considerables, cuya demolición debía realizarse sin afectar importantes servicios situados bajo las mismas, incluyendo el tráfico. Esto obligó a realizar un proceso de demolición mediante cortes transversales del cajón y sin utilizar cimbra corrida.

Desde el punto de vista constructivo se optimizó el proceso de cortes, que se decidió realizar con disco para las alas y con hilo para el cajón. Las longitudes óptimas de corte en función de los medios de izaje disponibles (una grúa sobre neumáticos de 800 t) era entre los 8 y 14,5 m, obteniéndose en algunos casos piezas de peso superior a las 130 t. Los apeos se colocaban a ambos lados del corte y en la mínima cantidad de secciones complementarias, para evitar



Figura 2. Viaductos aún en servicio.

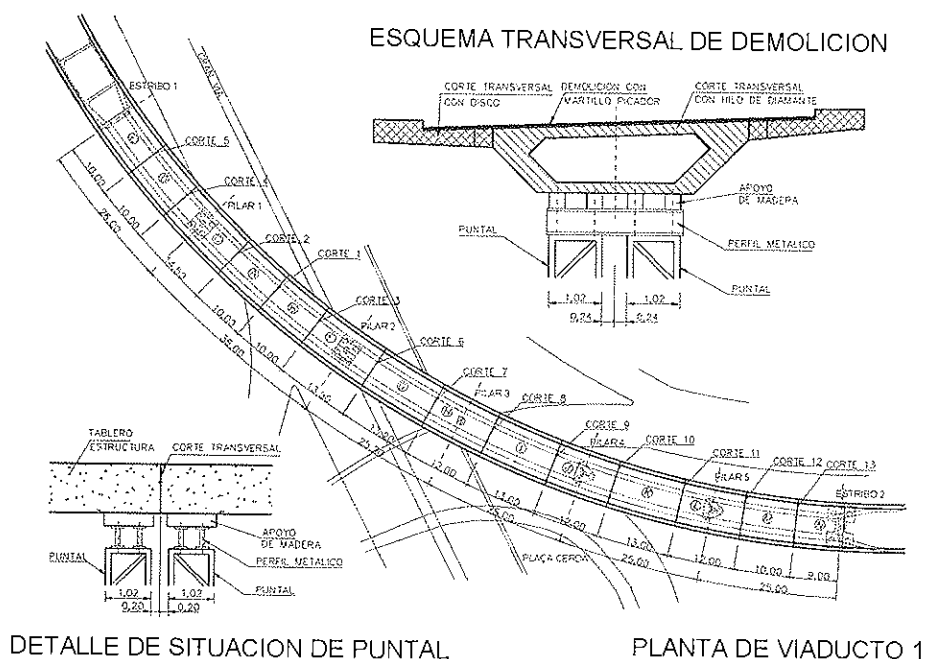


Figura 3. Esquema de demolición del viaducto 1.

la afectación del tráfico y por impedimento de los servicios (tuberías de agua de 1000 mm, galerías subterráneas en colectores, cables eléctricos de alta tensión, túnel de ferrocarril, etc).

Esto condicionaba también en muchos casos la colocación de la grúa y las piezas cortadas. Una vez se retiraba la pieza, esta se colocaba en el suelo y se demolía para su traslado en camiones al vertedero.

Fue especialmente interesante observar el buen estado de conservación del encofrado perdido de madera que se uti-

lizó para el hormigonado del cajón después de 28 años y la buena calidad de la inyección de lechada de cemento en los conductos de los cables postensados, incluso en las partes altas del recorrido correspondientes a las zonas sobre los apoyos y cerca de los anclajes. Los deslizamientos de los cables en los cortes eran del orden de los 2 mm.

3.3. Análisis evolutivo

El procedimiento de análisis consistió en simular un proceso de des-construcción tomando como base la estructura

completa, mientras se iban eliminando tramos y variando la configuración de los apoyos provisionales. Para ello se utilizó el programa CONS¹ de construcción evolutiva.

Las principales dificultades desde el punto de vista del comportamiento consistieron, por una parte, en estimar la rigidez de los apeos como apoyos flexibles, muy importante en la ley de esfuerzos resultante, y por otra, en evitar las tensiones muy elevadas en el hormigón al cambiar la configuración estructural durante la demolición. Ambos fenómenos son interactivos.

Al realizar el primer corte en el viaducto 1, este queda dividido en 2 estructuras independientes (ver Figura 3), cuyos vanos adyacentes al corte están apoyados sobre apeos con una rigidez real difícil de evaluar. El valor de la reacción sobre ellos será función de la nueva deformada de la estructura, que puede levantarse en algunos puntos (los apeos no admiten tiro), de la rigidez axil de los elementos que componen dichos apeos y de la fuerza con que han sido apretados definitivamente.

La sensibilidad de la estructura a la rigidez de los apoyos provisionales es importante, por lo cual una cimbra mal ajustada puede significar un esquema



Figura 4. Pieza recién cortada durante el izaje.

¹ Desarrollado en la ETSECCP de Barcelona.

estático diferente del previsto y consecuentemente leyes de esfuerzos y tensiones no previstas. Por esta razón se evaluaron las estructuras considerando la no linealidad de las reacciones (despegue) y diferentes rigideces de apoyos. Durante el proceso de demolición se prestó también especial atención en cada corte al ajuste de todos los elementos de los apeos necesarios en ese momento y al desajuste del resto.

El otro punto importante es evitar tensiones muy elevadas en el hormigón debidas a la combinación de postensado y peso propio. Al cambiar la configuración de la estructura debido a los cortes,

se producen las principales variaciones de momento flector debido al peso propio respecto a su estado inicial (Figura 5). Sin embargo, el postensado al ser adherente no puede modificarse a voluntad, por lo cual origina un estado tensional que no está compensado, e incluso en algunas secciones ambos momentos (postensado y peso propio) tienen el mismo signo. Manteniendo un tramo en voladizo se garantiza un flector negativo debido al peso propio que compensa al postensado sobre el apoyo (Figura 6).

Una etapa crítica fue la eliminación de los últimos elementos del vano mayor, cercanos a los apoyos. Si se efectuaba un

corte adicional entre el corte 3 y el pilar para el desmontaje de estos cajones en voladizo, sobre los apoyos se descomprimía la fibra inferior, que llegaba a fisurar fuertemente en tracción, aunque con la distribución de los apoyos provisionales se podía lograr que la fibra superior no superara los 9 MPa de compresión y no plastificara en tracción la armadura inferior.

No obstante, ante las incertidumbres de los parámetros considerados (como la longitud real de anclaje y la fuerza real de postensado), la responsabilidad de la operación y la posibilidad de contar con una grúa potente que en este

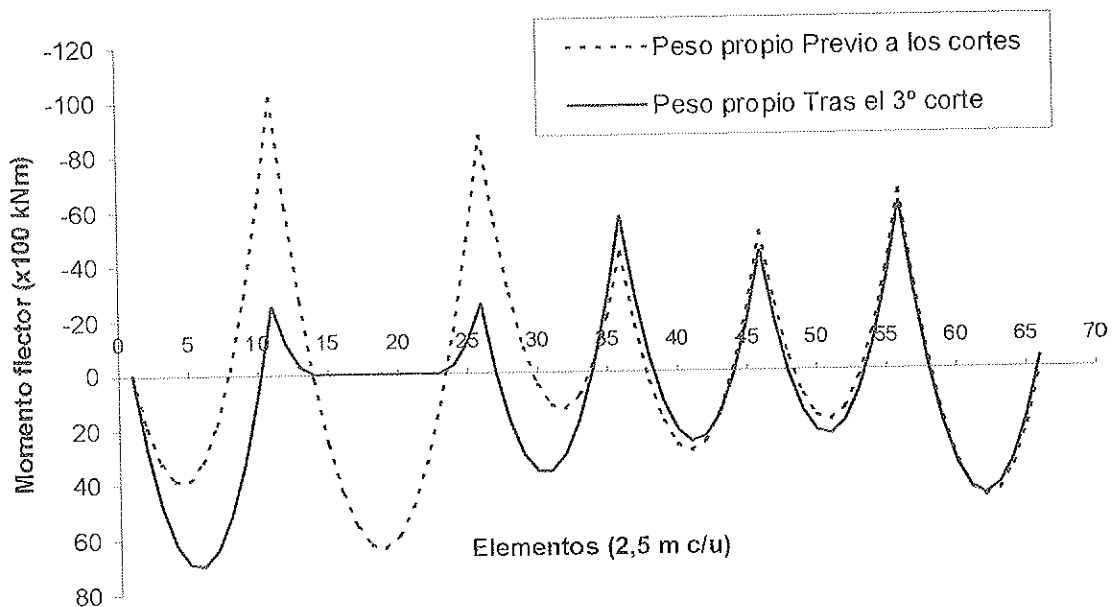


Fig. 5. Redistribución de momentos flectores después del corte 3 en el viaducto 1

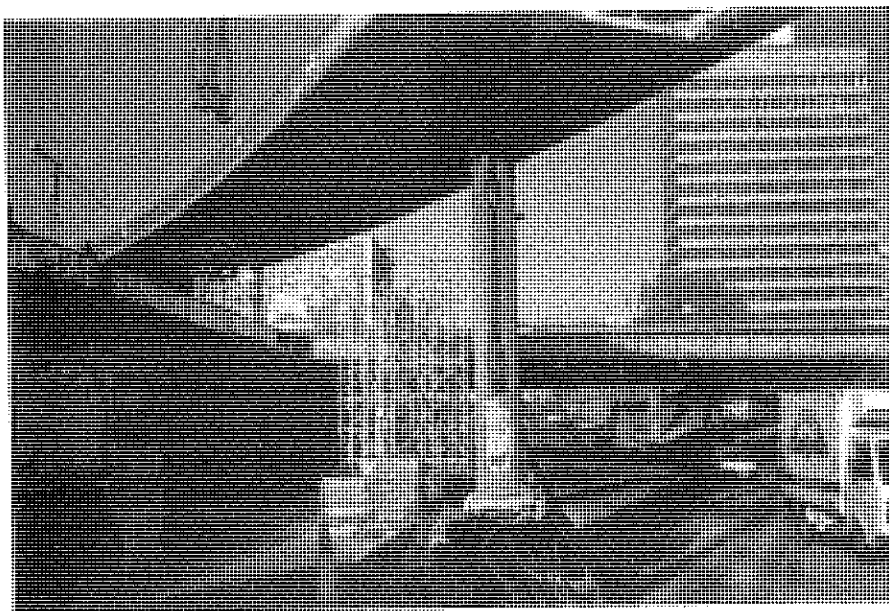


Figura 6. Viaducto 1 cortado, con un voladizo de 7,5 m sobre la Gran Vía con tráfico en un sentido.

caso estaba bien posicionada, se decidió sacar en una pieza los tramos sobre los apoyos, que en el vano más largo eran de 13,5 y 14,5 m.

4. CONSTRUCCIÓN DE LA AVENIDA PEATONAL

4.1. Descripción de las estructuras

Como balcón de la plaza, alrededor de la rotonda, se ha construido una avenida peatonal con una longitud total de 192,6 m cuya directriz está formada por tramos rectos y curvos. Está compuesta por dos pasarelas mixtas de hormigón y acero estructural de 78,8 y 74,4 m, que quedan interrumpidas por un tramo central formado por un muro de hormigón

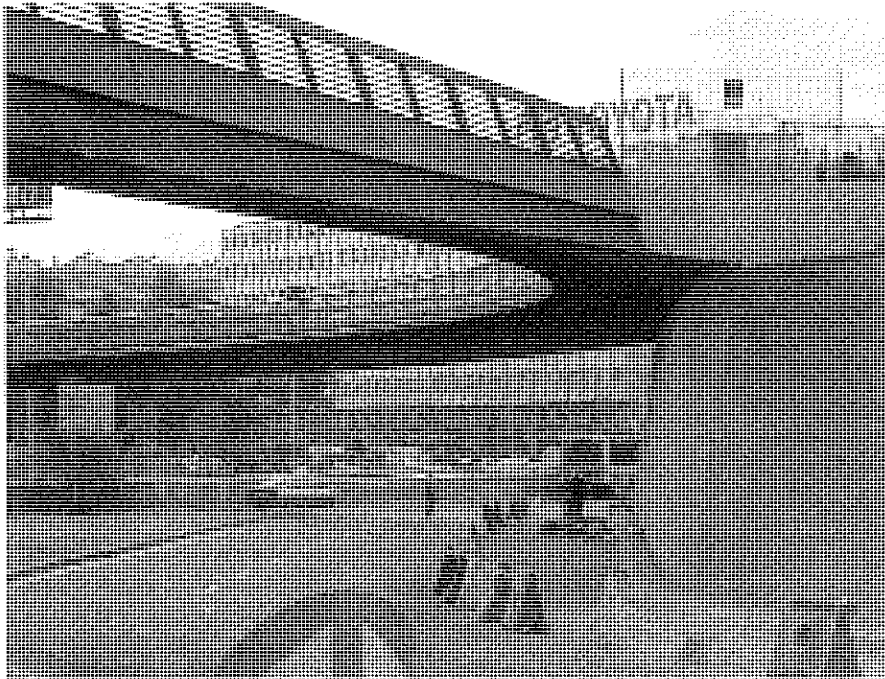


Fig. 7. Vista general de las pasarelas apoyadas en el voladizo mixto sobre el muro de hormigón. Se aprecia la continuidad de la cara inferior del voladizo y las pasarelas.

de 39,4 m de longitud con un voladizo mixto encima, donde se apoyan las pasarelas por ambos extremos (Figura 7).

Este muro de apoyo está desplazado 4,9 m del eje longitudinal del tablero en el caso más desfavorable, por lo cual se necesita la estructura en voladizo colocada sobre él para soportar las reacciones de las pasarelas y darles continuidad a las mismas.

Dicho voladizo es una retícula de acero corten, cerrada inferiormente por una chapa continua vista desde la calzada inferior, y superiormente por chapas superiores soldadas a las vigas. Estas chapas sirven de base al hormigón que conforma la losa del tablero en este tramo, regularizando la altura con la de la pasarela. Los elementos principales de la retícula son unas vigas que transcurren en sentido perpendicular a la

pasarela sirviéndole de apoyo en voladizo sobre el muro y van a anclarse a las aletas posteriores de este mediante barras postensadas, compensando así el tramo en voladizo (Figura 8).

En cada extremo, el voladizo tiene 8 vigas principales, 3 de ellas ancladas con 2 ϕ 32, otras 3 con 2 ϕ 25 y las otras 2 simplemente soldadas a unas pletinas metálicas de apoyo ancladas en el muro de hormigón (Figuras 8 y 12). Estas vigas principales están unidas por vigas secundarias perpendiculares a ellas que acaban de conformar la retícula.

Esta estructura en voladizo tiene doble efecto mixto. Por una parte se rellenan parcialmente las retículas con hormigón, formando una zona comprimida inferior y por otro la losa superior, aunque está traccionada, también colabora aportando rigidez y un cierto incremento de brazo mecánico hasta el eje de la armadura pasiva.

A un lado y al otro de dicho voladizo quedan diferenciadas las dos pasarelas como estructuras independientes. Ambas tienen un esquema de puente continuo de dos vanos, simplemente apoyado en ambos extremos (uno de ellos es el voladizo) y como viga continua sobre una pila central inclinada (Figura 9). Una de estas pilas se apoya sobre una viga de gran canto cimentada sobre dos muros pantalla separados 7 m para permitir el paso entre ellos de un colector de aguas residuales esviado 45°.

En la primera pasarela, que cubre la Gran Vía, queda un primer tramo de directriz prácticamente recta y longitud de 37,8 m y el segundo de directriz curva formada por varios radios y cubriendo una luz de 41,0 m. La longitud total de esta estructura es de 78,8 m.

La segunda estructura (sobre la calle Badal) tiene un esquema estático similar al de la primera, con la diferencia de presentar una directriz sensiblemente recta en todo el recorrido, teniendo una luz extrema de 33,4 m y la interior, que se apoya en el voladizo del muro, de 41,0 m, para una longitud total de 74,4 m.

En ambas partes, la estructura portante del tablero está formada por dos cajones de acero corten de sección constante. El cajón exterior a la plaza tiene unas dimensiones máximas de 1,3 m de altu-

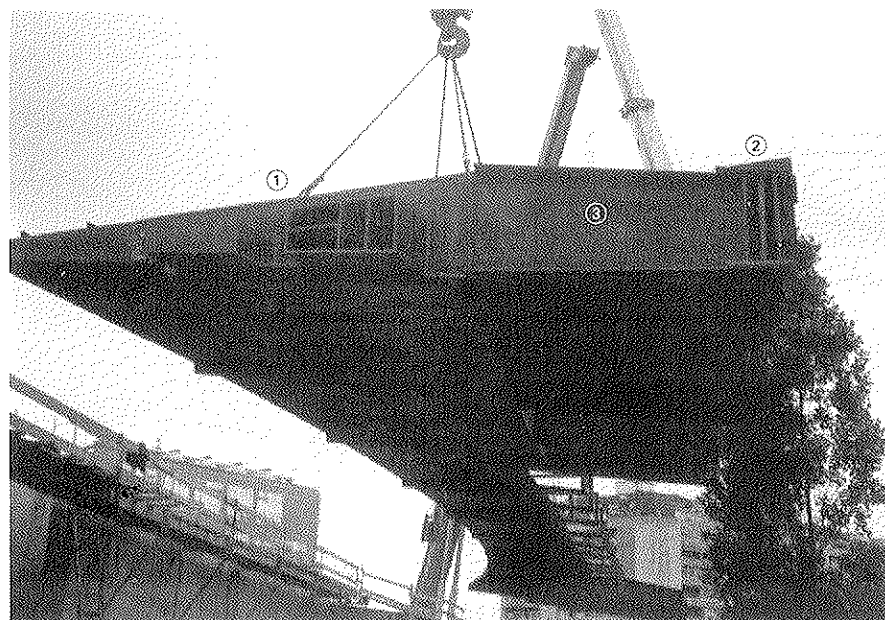


Fig. 8. Montaje del voladizo de apoyo de las pasarelas. Se aprecian los detalles de las ménsulas de apoyo de las pasarelas ①, el anclaje del voladizo al muro ② y las vigas principales ③.

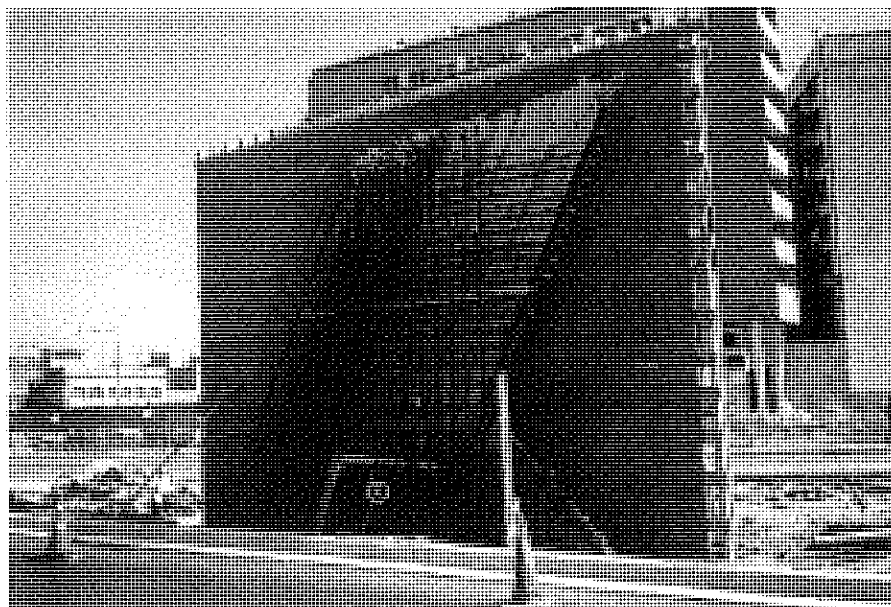


Figura 9. Vista del encofrado y parte del armado de una pila central. En la parte inferior se ve el encofrado del cajetín de anclaje ①.

ra por 0,8 de ancho. El cajón interior a la plaza forma con el anterior una sección cajón bicelular y sirve de apoyo a unas costillas también metálicas ubicadas siempre en sentido perpendicular a la directriz de la pasarela y espaciadas a 4,1 m. Este segundo cajón se encuentra cerrado en las zonas de apoyo con una chapa metálica superior para aumentar su rigidez a torsión, mientras en el resto del puente se cierra solamente con una celosía metálica. Sobre las costillas se coloca también una chapa metálica rigidizada (Figura 10).

La losa superior de hormigón que conforma el tablero se apoya en las chapas metálicas colaborantes ubicadas sobre las costillas y sobre el cajón interior (en zonas de apoyos sobre chapas de corten y en zonas de celosía sobre un encofrado perdido de chapa grecada colaborante). Este tablero tiene un ancho constante de 4,6 m en toda la longitud de las pasarelas, a excepción de los últimos 12 m del tramo que cubre la Gran Vía por el lado mar donde se ensancha, variando el ancho del cajón interior.

4.2. Análisis de su comportamiento

A continuación se exponen algunos aspectos generales sobre el análisis realizado para dimensionar la pasarela. Se partió de un criterio estético global de la plaza, mediante el cual se concibió de manera general el aspecto exterior de la sección transversal, cuya forma resulta poco efectiva desde el punto de vista estructural (Figura 10).

Para su estudio, la sección se dividió en dos partes: costillas transversales a la directriz de la pasarela y cajón bicelular asimétrico. Las costillas se consideraron como un conjunto de elementos en voladizo analizados independientemente del cajón. Este cajón, que constituye la estructura principal, fue dimensionado para soportar las cargas de la estructura, incluidos los efectos producidos por el acoplamiento de las costillas en uno de sus laterales, considerados como una carga repartida (vertical y torsión) en el análisis global.

Entre los aspectos más importantes del diseño estructural estaban lograr la seguridad necesaria al vuelco y disminuir la flexibilidad garantizando un canto mínimo.

Para mejorar la rigidez y la estabilidad al vuelco de la pasarela, se rellena de hormigón parte del cajón exterior en la zona de momentos positivos y parte de ambos cajones en la zona de momen-

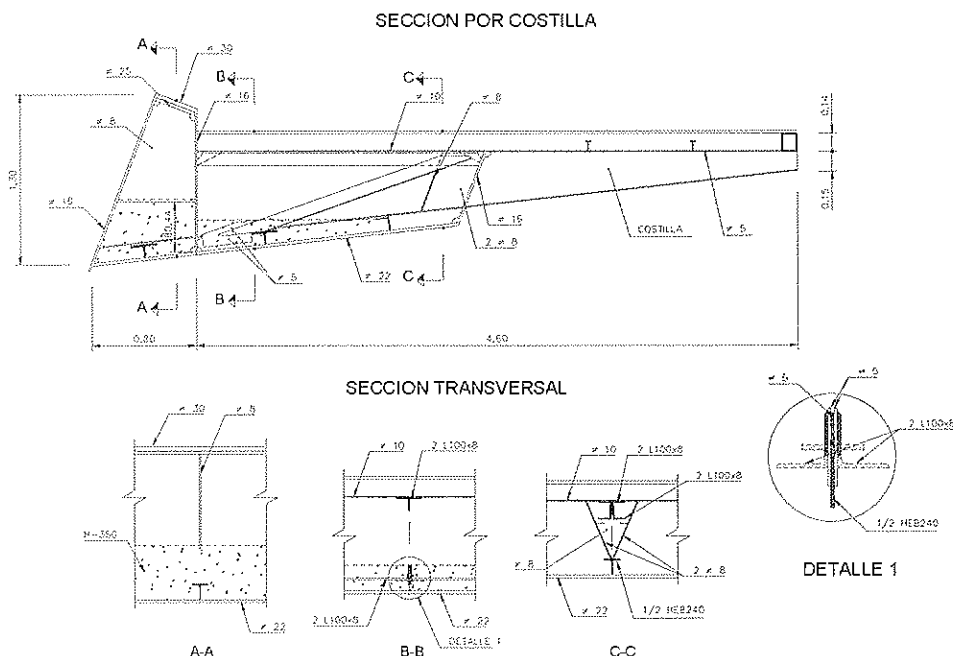


Figura 10. Sección transversal de la pasarela.

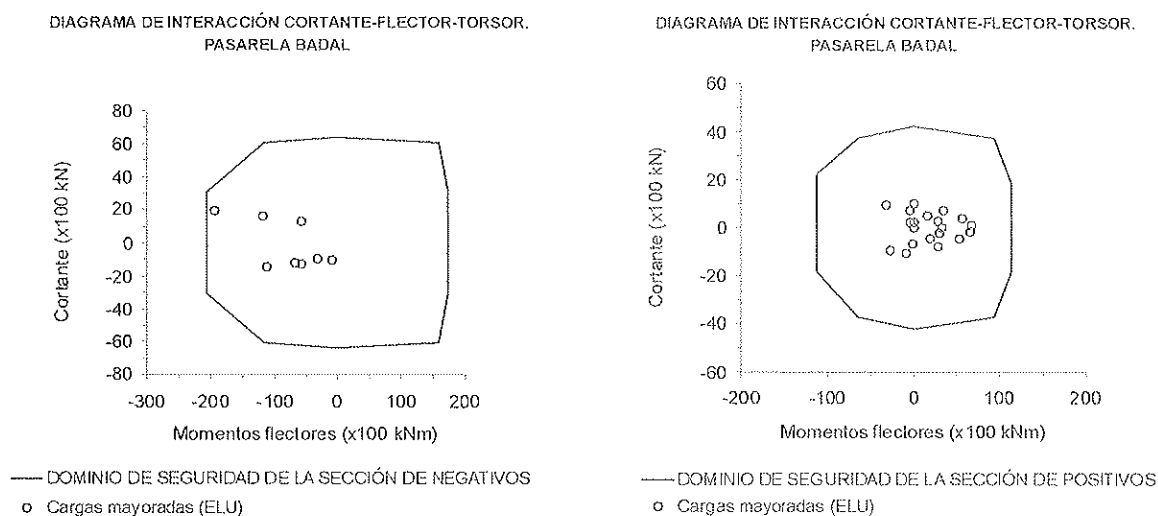


Figura 11. Diagramas de interacción de las secciones de las pasarelas.

tos negativos, consiguiendo un doble efecto mixto. Para optimizar la contribución del hormigón y reducir peso se rellena solamente la zona comprimida del cajón, o sea, la superior en zona de positivos y la inferior en zona de negativos. Gracias a esto se puede obtener una esbeltez considerable (39,4)².

Debido a la forma asimétrica de la sección transversal, para garantizar la estabilidad al vuelco en la hipótesis de carga más desfavorable a torsión, además de relleno de hormigón se necesita anclar las pasarelas a las pilas extremas e intermedias mediante 2 y 4 barras postensadas respectivamente. Estas barras son no adherentes y biarticuladas, y se apoyan por arriba sobre el hormigón de relleno del cajón exterior de la pasarela y por abajo en un cajetín dejado a tal efecto en las pilas (ver Figura 9). En el apoyo sobre el voladizo del muro se coloca dentro del cajón exterior de las pasarelas una tercera ménsula corta soldada al voladizo para evitar el despegue de la pasarela debido a la torsión.

El comportamiento global de la estructura puede resumirse mediante los diagramas de interacción torsor-cortante-flector de las dos secciones tipo más importantes: la sección de apoyos y la de centros de vano (Figura 11). El dominio de seguridad de la sección está determinado por la combinación de los

esfuerzos resistentes a cortante y flexión de la sección, reducidos por un coeficiente que considera la interacción con la torsión. Por otra parte, la nube de puntos representa la combinación pésima de esfuerzos mayorados actuantes en ambas secciones. Se aprecia que todos los puntos están dentro del dominio de seguridad.

4.3. Proceso constructivo

La ejecución comienza con la realización de la estructura metálica en taller. Los tableros de las pasarelas se separaron para su transporte a obra en tramos de 20 m de largo aproximadamente y transversalmente se dividieron también en dos partes: cajones por un lado y costillas por otro. El voladizo se confeccionó y transportó en cuatro grandes partes.

Simultáneamente, en obra se ejecutaban los pilares intermedios y el muro bajo el voladizo. Tal como iban llegando las piezas desde el taller se montaban en unos caballetes metálicos sobre pequeñas cimentaciones directas de hormigón en masa con la forma de la deformada de ejecución. Una vez colocada sobre ellos la estructura, se realizaron las soldaduras de obra, se rellenaron de hormigón y se cerraron los cajones de las pasarelas, quedando listos para el montaje los cinco grandes elementos que conformarían la estructura definitiva: el voladizo metálico en una sola pieza y las dos pasarelas en dos tramos cada una.

Lo primero en montarse fue el voladizo sobre el muro (ver Figura 8). El montaje de este voladizo se realizó con dos grúas de 120 y 200 t y una de acompañamiento que lo fijaba por la parte central e impedía desplazamientos excesivos durante el montaje. Esto facilitó la colocación, garantizando que las barras de pretensado empotradas en la parte posterior de las aletas del muro entraran con facilidad en los orificios previstos para ellas en las alas de las vigas.

Una vez montado el voladizo en posición definitiva con el extremo libre apoyado en apeos provisionales, tal como aparece en la Figura 12, se tesaron las barras de fijación al muro. Posteriormente se colocó el hormigón en la zona inferior de las retículas y se cerraron estas con la chapa superior, retirando los apeos. Por último se hormigonó la losa superior.

Una vez preparado el voladizo, las pasarelas se colocaron en su posición definitiva. El primer tramo se colocó dejando un voladizo sobre el pilar central (Figura 13). A continuación se realizó el tesado de las pasarelas a las pilas, se cerró definitivamente sobre los anclajes el cajón exterior y posteriormente se colocó el segundo tramo, realizando "in situ" la soldadura con el tramo anterior. Ambos se apoyaban además en apeos provisionales que permitían ajustar la posición para realizar esta soldadura y rectificar la deformada antes de hormigonar la losa.

Luego se colocaron las ménsulas cortas soldadas al voladizo del muro para evitar

² La esbeltez se considera como el cociente de la luz mayor y el canto total medio en las 3 almas $41 / (1,3 + 1,12 + 0,7) / 3 = 41 / 1,04 = 39,4$.

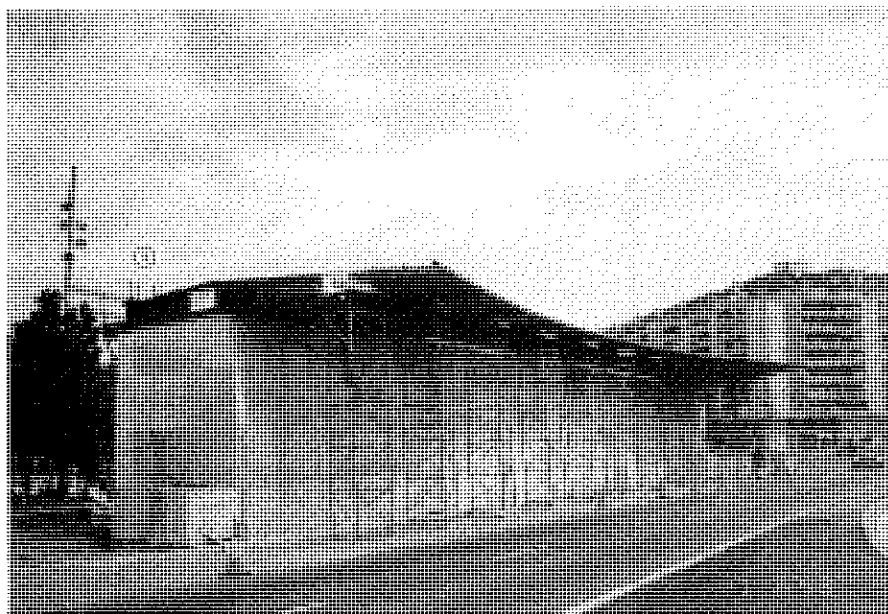


Figura 12. Voladizo colocado sobre el muro y apeos provisionales. En la parte izquierda superior se aprecian las barras pretensadas de unión ①.



Figura 13. Montaje del primer tramo de la pasarela Badal.

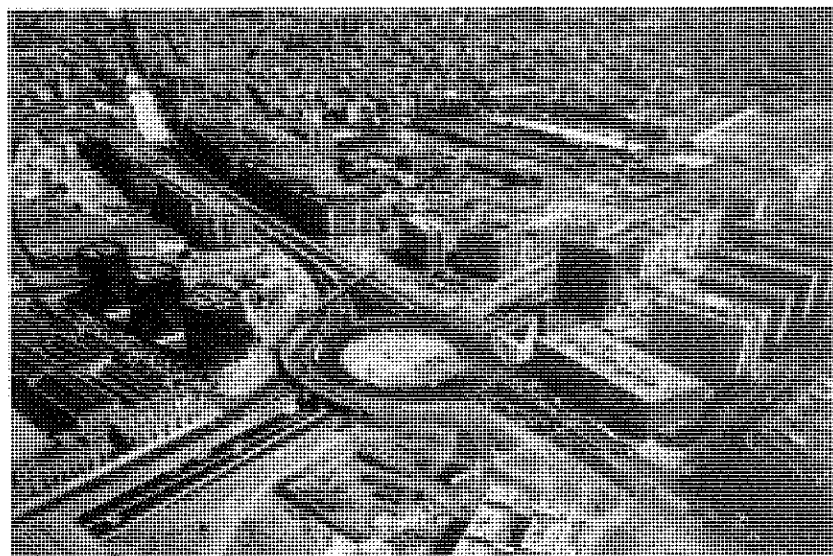


Fig. 14. Vista general de la Plaza Cerdà.

el posible despegue de las pasarelas, dejando dentro del cajón exterior, entre la ménsula y la pasarela, un apoyo de neopreno. Posteriormente se hormigonó la losa superior y se retiraron los apeos.

4.4. Pruebas de carga

Durante las pruebas de carga se verificaron los desplazamientos verticales en puntos significativos de la estructura bajo cargas equivalentes a la sobrecarga de uso del puente. Estas cargas fueron simuladas utilizando cuatro camiones que se desplazaban completando tres estados de carga: máximos momentos positivos en cada uno de los dos vanos y máximos negativos en apoyo central. Para ello se verificaron las secciones de cuartos, centros de vano y apoyos con tres puntos en cada una para obtener también los efectos de la torsión.

Se verificó la recuperación de la estructura tras la descarga (superior al 80%) y se comprobaron los desplazamientos verticales estimados en los cálculos (en un huso del 30% respecto al teórico).

Los resultados de las pruebas fueron satisfactorios. A pesar de la complejidad geométrica y de comportamiento de la estructura, en los 96 puntos de comprobación se observó una concordancia bastante precisa de los desplazamientos obtenidos con las predicciones teóricas en todos los casos. La recuperación instantánea de la estructura fue superior al 80% en más del 95% de los puntos verificados.



Figura 15. Prueba de carga.

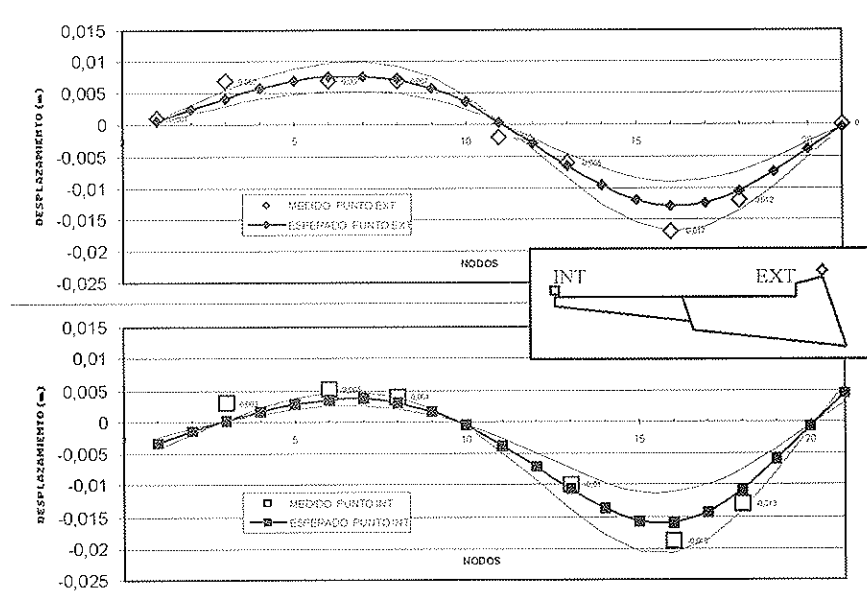


Figura 16. Resultados de la prueba de carga para los dos puntos extremos en el caso de máximos desplazamientos de la pasarela Badal.

5. CONCLUSIONES

La transformación de la Plaza Cerdà ha requerido trabajos de demolición de viaductos y construcción de nuevos pasos peatonales, que han tenido una importante componente de análisis estructural desde su comienzo, encaminada a sortear las dificultades que crean

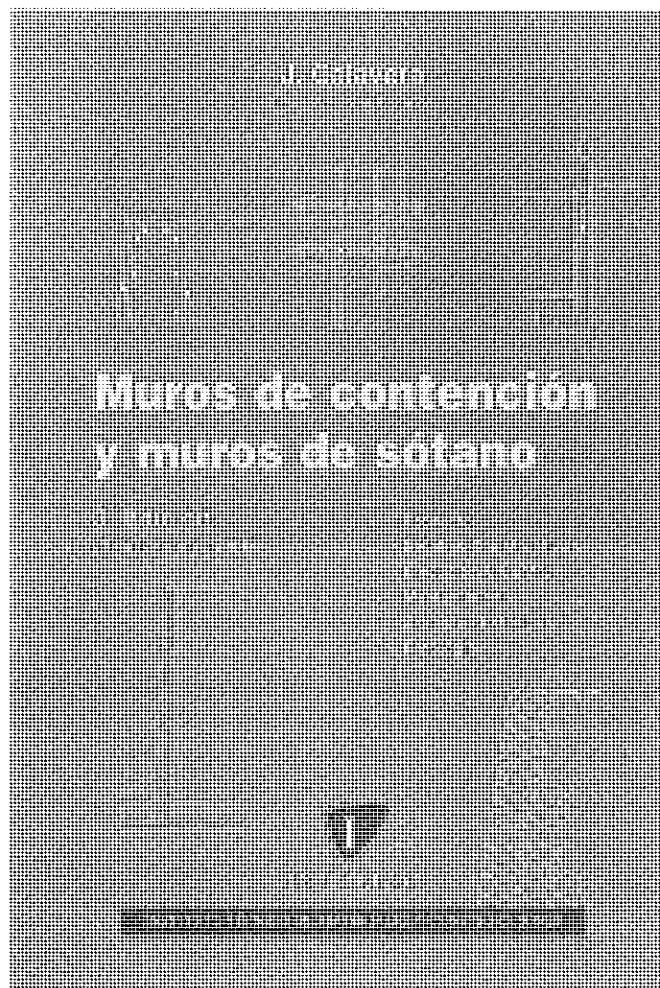
unas transformaciones de gran magnitud dentro del núcleo de la ciudad.

Parte de ella quedará en el recuerdo, como la demolición de los viaductos. Otra, como el refuerzo del túnel, se esconde tras los muros laterales de la Gran Vía y una muy importante, sometida a unos exigentes criterios arquitect-

tónicos, quedará mezclada en el conjunto de un entorno totalmente diferente al existente antes de las obras.

FICHA TÉCNICA AVENIDA PEATONAL:

Superficie de tablero:	1062.2 m ²
Homigón:	1 426 m ³
Acero corten:	257 000 kg
Acero laminado:	62 600 kg
Acero pasivo:	163 600 kg
Proyecto y Dirección de Obra:	Consultor de Ingeniería Civil, SA (CICSA)
Propiedad:	Ayuntamiento de Barcelona
Dirección del Proyecto:	Barcelona Regional
Estructura metálica:	Caldererías Delgado, SA (CALDELSA)
Empresa constructora:	NECSO
Pretensados:	Mekano 4



«MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO»

3.^a Edición

La segunda edición de este libro se agotó a finales de 1996 pero el autor decidió no realizar esta tercera edición hasta el momento actual dado que en aquella fecha estaba ya muy avanzada la redacción de la Instrucción EHE que hubiera afectado a la información contenida en el libro.

Esta nueva edición, aparte de estar redactada de acuerdo con la nueva EHE, introduce novedades y ampliaciones muy importantes en relación con las anteriores.

En particular debe destacarse la adopción del reparto uniforme de tensiones de acuerdo con las tendencias del futuro Eurocódigo de Geotecnia, en sustitución del reparto linealmente variable, empleado hasta nuestros días.

Por otra parte el libro presenta capítulos completos dedicados a temas fundamentalmente nuevos tales como los Detalles Constructivos, el proceso de Ejecución incluyendo el Control de Calidad, las formas de Medición y Abono y recomendaciones de Mantenimiento, un capítulo también completo dedicado a los Aspectos Estéticos de los Muros y otro dedicado a la Patología de Muros.

El libro contiene además seis colecciones de Muros de Contención, que cubren el campo hasta 10m de altura, y ocho de Muros de Sótano, de uno y dos sótanos, que permiten el proyecto inmediato de estos muros proporcionando directamente las dimensiones, las armaduras con su despiece y las mediciones de hormigón y acero por metro lineal de muro, tanto para acero de 400 como de 500.

Viaducto Hato-Rey para el tren urbano en San Juan de Puerto Rico

Hato Rey viaduct for the urban train in San Juan de Puerto Rico

Manuel Thomé Guezala

Ingeniero de Caminos



Juan Rodado López

Doctor Ingeniero de Caminos



José Ignacio Alonso Raso

Ingeniero de Caminos

Departamento de Puentes y Geotecnia, Iberinsa de Estudios e Ingeniería, S.A. (IBERINSA)

RESUMEN

El viaducto de Hato Rey para el Tren Urbano del Área Metropolitana de San Juan de Puerto Rico tiene una longitud de 3,678 m, siendo uno de los viaductos más largos del mundo contruidos con dovelas prefabricadas. Su trazado en zonas urbanizadas condiciona la posición de las pilas, obligando a una distribución de vanos en curva con luces muy diferentes y tramos para vía doble o con dos viaductos gemelos para vías sencillas.

Estos condicionantes han llevado a una solución de tablero con dovelas prefabricadas y pretensado exterior, montadas con cimbra de lanzamiento. Los andenes de las estaciones se proyectan también con vigas-cajón prefabricadas pretensadas.

En las pilas hay soluciones de fuste único y pilas pórtico puenteando el ancho de las calles.

Las características del terreno obligan a cimentaciones pilotadas sin excepción, con pilotes prefabricados hincados en la mayoría de las pilas o pilotes "in situ" de hasta 2,40 m de diámetro y 22 m de longitud máxima.

SUMMARY

Hato Rey viaduct for the Tren Urbano Project in San Juan de Puerto Rico Metropolitan Area, 3678 m long, is one of the longest viaducts in the world built with precast segments. The alignment in an urban context determines the location of the piers which implies a configuration with different span lengths, curves and several sections for both dual and single track.

These requirements make it feasible only the solution of an aerial guideway with precast box girder segments and external prestressing to be erected with girders, to avoid the shuttering on the streets needed in case of other construction methods.

Station platforms are also designed with precast prestressed box girders.

Piers are designed as single columns or cast in place bents.

All the foundations are with either precast driven piles or cast-in-place piles up to a maximum of 2,40 m in diameter and 22,00 m in length.

1. INTRODUCCIÓN

Para dar solución a los problemas de

transporte en el Área Metropolitana de San Juan de Puerto Rico la Autoridad de Carreteras y Transportación decidió la construcción de un sistema de transporte público basado en un ferrocarril urbano conocido como Tren Urbano. La primera fase del proyecto incluye la construcción de aproximadamente 17 kilómetros del citado ferrocarril desde Bayamón hasta Santurce, muy próximo ya al viejo San Juan.

La parte del proyecto que ha desarrollado Iberinsa es el tramo conocido como Hato Rey, cuya construcción ha sido adjudicada a la UTE constituida por la empresa española NECSO y la portorriqueña Redondo, y que consiste en un ferrocarril elevado por medio de un viaducto urbano con una longitud total de 3678 m de doble vía en toda su longitud, desglosados en:

- Longitud de viaducto único de vía doble: 2392,50 m
- Longitud de viaducto doble de vía sencilla: 1285,50 m

El trazado del tramo se desarrolla todo él en zona urbana, con numerosas curvas para adaptarse al entramado

urbano que condiciona la disposición de las pilas del viaducto dando lugar a una distribución irregular de luces de los vanos, y pendientes también variables obligadas por el cruce con los viales y la topografía de la zona.

El proyecto incluye cinco estaciones a lo largo del trazado: Centro Judicial, Domenech, Hato Rey, Nuevo Centro y Sagrado Corazón. Estas estaciones se componen del edificio principal de la estación, que es independiente del viaducto, y de unos andenes que apoyan en las pilas del viaducto por medio de dinteles o ménsulas.

También forma parte del proyecto la remodelación y acondicionamiento de las calles afectadas por el trazado: viales, drenajes, aparcamientos, señalización, etc.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1. Tipología estructural

La tipología del viaducto consiste, en la mayor parte de los tramos, en dos vanos continuos y empotrados en la pila central de sección circular, existiendo juntas de dilatación y apoyos en las dos pilas extremas, también circulares. No obstante, también se han proyectado tramos de tres y cuatro vanos continuos empotrados en las pilas intermedias, debido a la disposición de luces condicionada por la red viaria del núcleo

urbano, junto con algunos vanos isostáticos.

Esta tipología de los tramos tipo del viaducto, con dos vanos entre pilas de junta y el tablero empotrado en la pila central y simplemente apoyado en las dos pilas laterales del tramo, es la más adecuada teniendo en cuenta tres aspectos:

1. Viaducto situado en zona sísmica, con categoría C según normativa AASHTO, por lo que interesa una tipología de tablero empotrado en pilas con lo cual, además de aumentar la capacidad de formación de rotulas plásticas en las pilas, se disminuye el número de apoyos y topes sísmicos necesarios.

2. La escasa altura de las pilas y, por tanto, su rigidez hacen inadecuado el empotramiento del tablero en más de una pila ya que el pretensado longitudinal del tablero de los tramos continuos de más de dos vanos produce esfuerzos muy considerables en las pilas, por su rigidez relativa frente al acortamiento del tablero, esfuerzos a sumar a los producidos por las restantes acciones de cálculo; en la solución tipo de dos vanos los esfuerzos inducidos por el pretensado en las pilas no son significativos, siendo muy importantes en los tramos continuos de más de dos vanos.

3. La disposición de juntas de dilatación en el tablero en pilas alternas permite disponer topes sísmicos de forma que todas las pilas contribuyen tanto longitudinal como transversalmente

para resistir los esfuerzos del sismo. Esto no resulta fácil de conseguir ni de construir con tramos continuos apoyados en las pilas.

El viaducto se ha proyectado con dovelas prefabricadas con sección cajón monocelular de hormigón con pretensado exterior cuyo trazado discurre por el interior del cajón. Se han utilizado dos tipos de sección cajón: con ancho de doble vía y con ancho de vía sencilla en aquellos tramos en los que el viaducto se desdobra en dos viaductos de vía sencilla con trazados sensiblemente paralelos. Las dovelas se montan por medio de una viga de lanzamiento vano a vano tal como se detalla en el apartado 5: Proceso constructivo.

El apoyo de la vía sobre el viaducto es directo sin utilizar balasto. Para ello los carriles se fijan a unos plintos de hormigón en el ala superior de los cajones. Estos plintos son discontinuos, con juntas cada 3,00 m como máximo. La colocación de vías e instalaciones es objeto de otro contrato, teniéndose en cuenta la interacción vía-estructura por la acción de unas fuerzas longitudinales transmitidas por los carriles a la estructura cuya magnitud está definida en las especificaciones técnicas del Proyecto. Además a ambos lados del tablero se disponen barreras antirruído cuya estructura proporciona también un camino de servicio a una cota superior a la de la vía (ver Figuras 2 y 3).

2.2. Tablero

El tablero consiste en una sección cajón monocelular de hormigón con dos alas laterales y canto variable de 2,10 m en el eje del cajón a 2,25 m en el extremo de las alas. El ancho total de la losa superior de 9,90 m en el tablero de vía doble y de 5,70 m en los de vía sencilla (Ver Figuras 5 y 6).

La sección cajón de vía doble tiene un ancho de losa inferior de 3,60 m con un espesor de 20 cm y almas inclinadas de 30 cm. La losa superior tiene sección variable con 25 cm en los extremos de las alas y 20 cm en el centro de la losa, espesores que aumentan en el arranque de las almas hasta unos 50 cm. La sección cajón para vía sencilla tiene un ancho de losa inferior de 2,40 m también con espesor de 20 cm y almas de

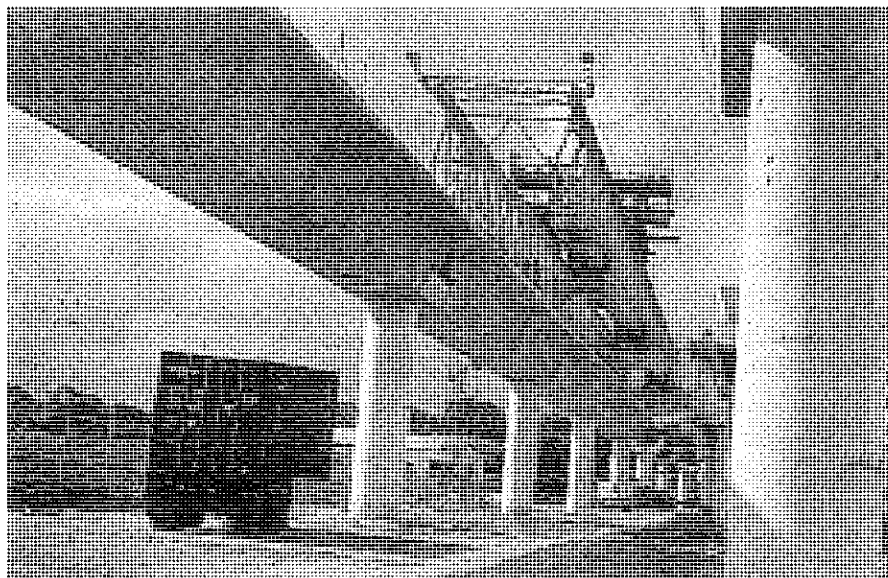


Figura 1. Vista del viaducto durante la construcción

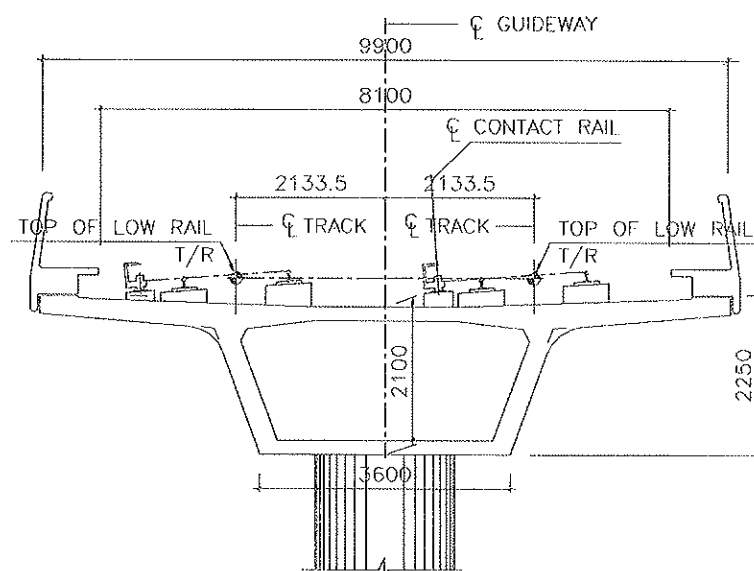


Figura 2. Sección tipo de viaducto de vía doble.

25 cm. La losa superior es al igual que en vía doble de espesor variable.

La sección cajón se maciza en el empotramiento con la pila central, en aquellas pilas fijas al tablero, en una longitud de 3,0 m para el cajón de vía doble y 2,70 en vía sencilla. También se macizan las dovelas de apoyo situadas sobre las pilas. El apoyo de las mismas se hace a media madera disponiéndose dos apoyos de neopreno zunchado. (Ver Figuras 13 y 14).

El tablero se ha proyectado para su construcción por dovelas prefabricadas de hormigón con longitudes variables entre los 2,55 m y los 3,20 m. Las dovelas se unen por medio de juntas conjugadas con llaves de cortante y con resina epoxy para su conexión.

La losa superior de las dovelas tiene un pretensado transversal interno adhe-

rente compuesto por monotorones o tendones de lineal de tablero.

El pretensado longitudinal del tablero es exterior discurrendo el trazado de los tendones por el interior del cajón. Los tendones tienen potencia que varía entre los 7 cables de 0.6" y los 25 cables y se anclan en las dovelas extremas de los vanos, junto a la junta de dilatación y en el diafragma central sobre la pila fija al tablero. A lo largo del vano se disponen los desviadores, hormigonados solidariamente con la dovela, con una separación máxima en torno a los 9,0 m (Ver Figura 4). Estos desviadores tienen forma de costilla que se sitúa sobre la losa inferior y parte de las almas con un espesor de 1,10 m (Ver Figuras 5 y 6).

Además de los tramos tipo de dos vanos con pila central empotrada, exis-

ten a lo largo del viaducto cuatro tramos especiales con la siguiente distribución de luces:

- Tramo entre estribo A1 y pila P4: 35,87 + 49,60 + 40,26 m, en curva
- Tramo entre pilas P37 y P40: 33,43 + 42,25 + 29,15 m, en recta
- Tramo entre pilas P51 y P54: 29,77 + 48,63 + 36,00 m, en curva
- Tramo entre pilas P105 y P109: 41 + 48 + 46 + 26,99 m, parte en curva.

Todos estos tramos son continuos estando el tablero empotrado en las pilas intermedias y simplemente apoyado en las dos extremas. Debido a las luces mayores de estos vanos la construcción de los mismos se hace por voladizos sucesivos variando el número de dovelas en voladizo desde 3 hasta 8 para los vanos más largos. Esto también ha obligado a que se aumenten los espesores de las almas y losa inferior de las dovelas más próximas a la pila empotrada. Además, y debido al proceso constructivo, estos tramos llevan un pretensado por el interior de la losa superior de las dovelas para resistir los momentos negativos producidos durante el avance de los voladizos.

2.3. Subestructura

2.3.1. Pilas

En general, el viaducto dispone de pila de fuste único centrada en el eje, aunque se presentan otros casos particulares sobre todo en el tablero de vía

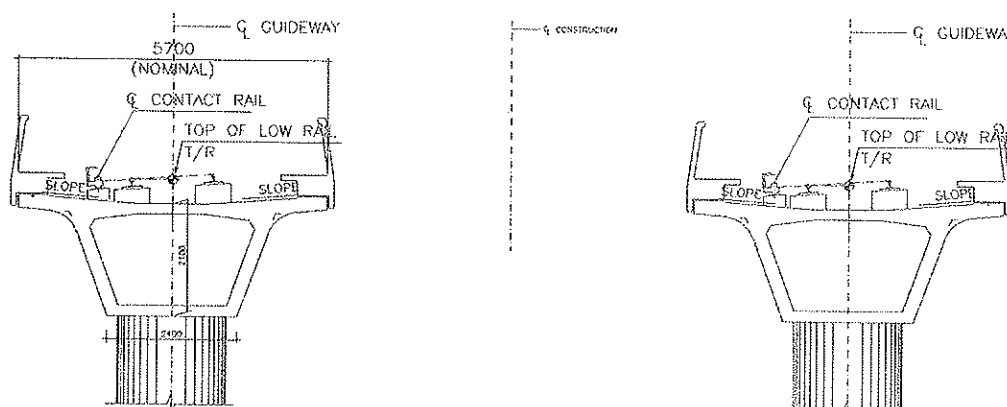


Figura 3. Sección tipo de viaductos de vía sencilla.

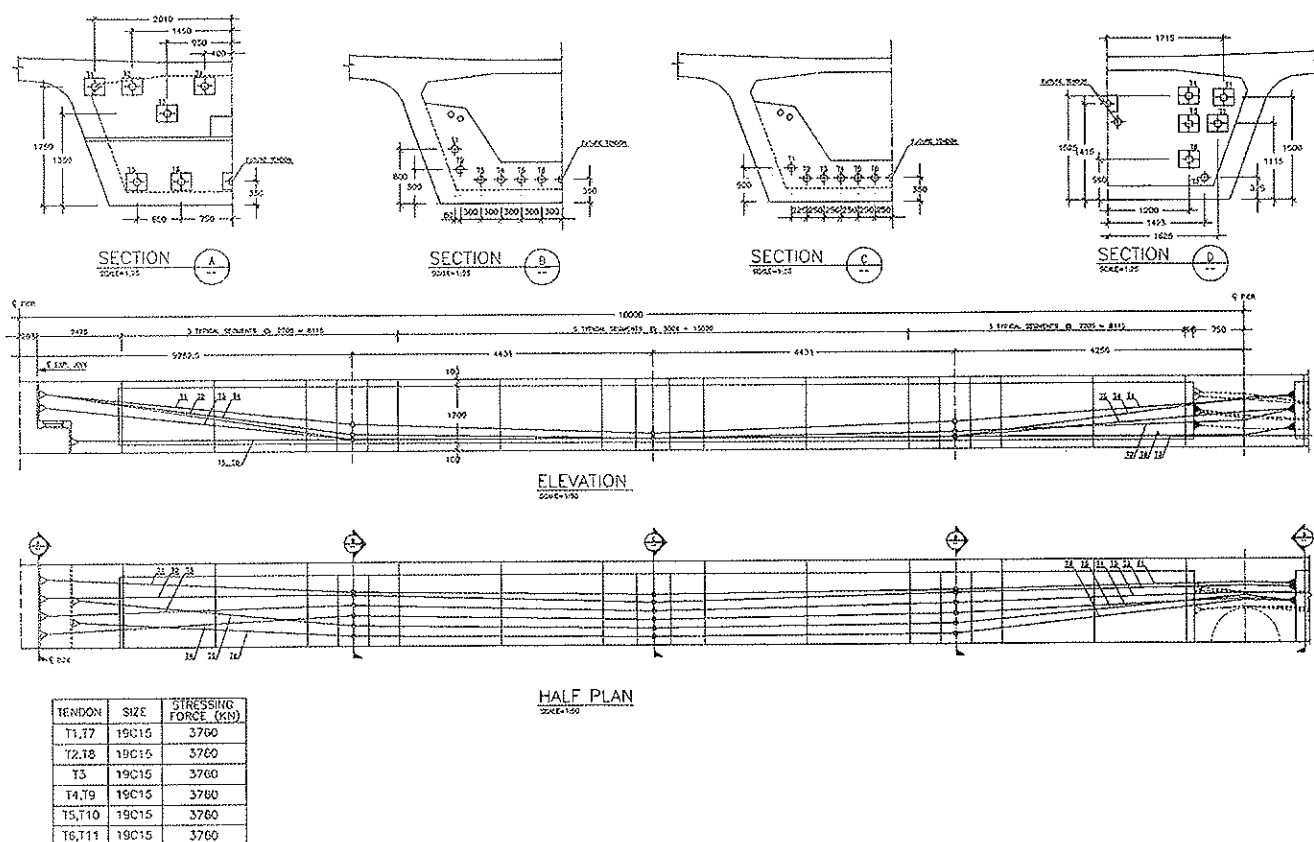


Figura 4. Pretensado longitudinal en vano tipo

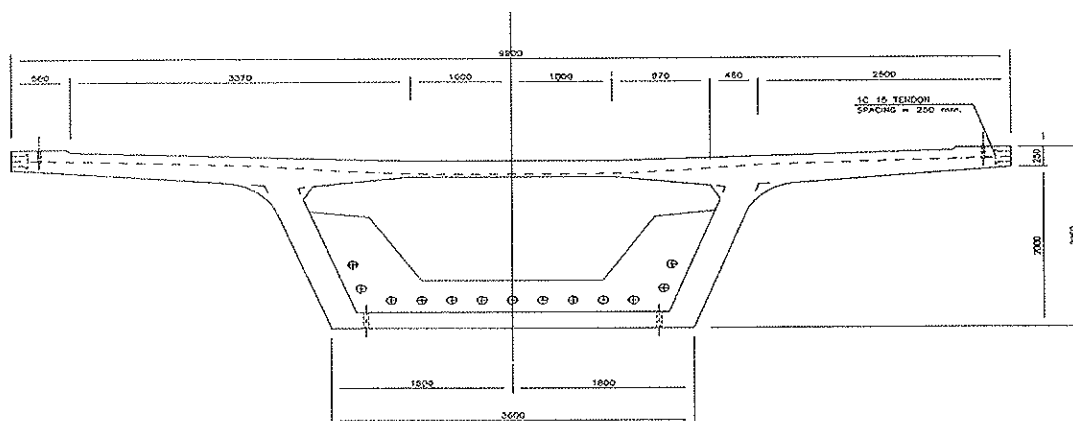


Figura 5. Sección de doveta de vía doble con desviador

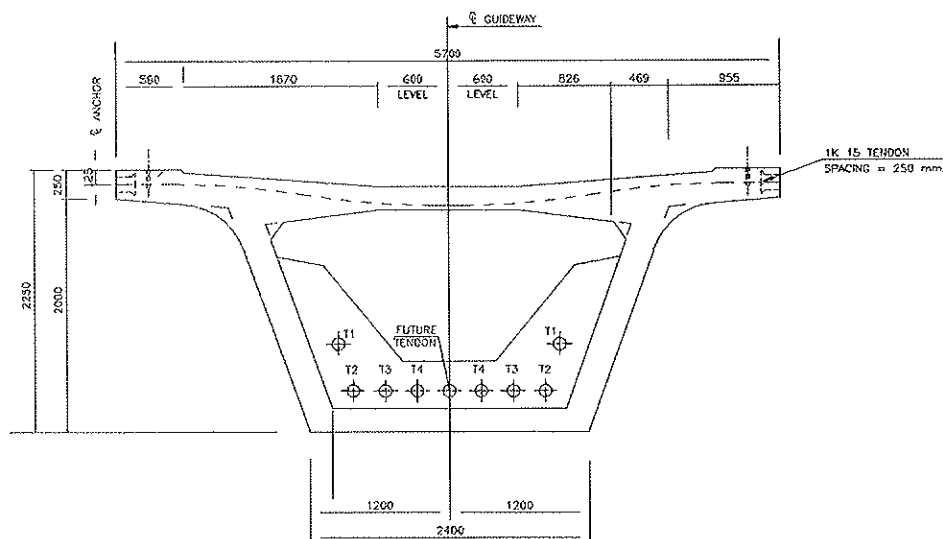


Figura 6. Sección de doveta de vía sencilla con desviador

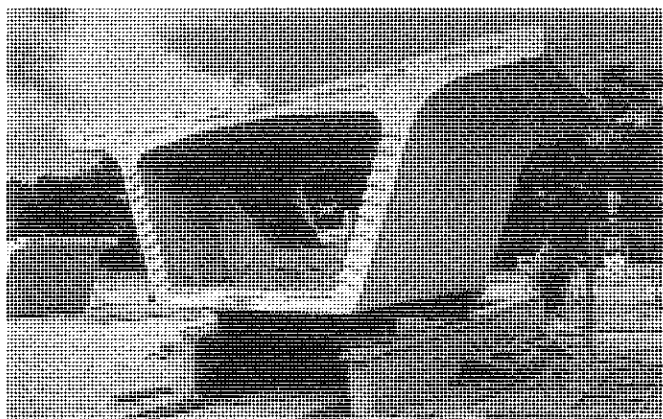


Figura 7. Dovela de vía sencilla con desviador.

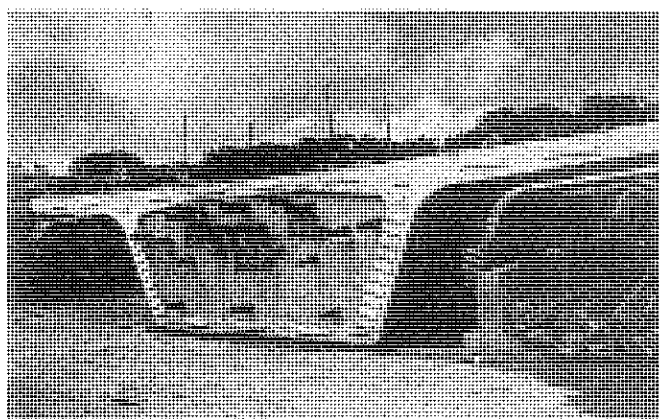


Figura 8. Dovela de apoyos de vía doble.

doble como son la pila de fuste único excéntrica y la pila en pórtico de dos fustes y dintel superior que soporta el tablero. Todos los elementos que constituyen la pila (fustes, dinteles, capiteles y ménsulas en su caso) se hacen hormigonados in-situ.

En todos los casos el fuste de la pila es cilíndrico con diámetros variables 1,62 m, 2,0 m ó 2,34 m (ver Figura 9). En aquellas pilas sobre las que se dispone junta de dilatación en el tablero, la pila termina en un capitel en el que se sitúan los apoyos de neopreno y los topes sísmicos de los dos tableros laterales. Estos topes consisten en bloques de hormigón armado solidarios con el capitel que se alojan en los cajeados dejados en las dovelas de apoyo del tablero. El margen de movimientos que permite dicho tope es de 20 mm, tanto longitudinal como transversalmente en cada sentido.

La armadura pasiva vertical de la pila es continua en toda su longitud evitan-

do, siempre que la altura de la pila no lo impide, los solapes intermedios debido a las limitaciones de la normativa americana para los elementos resistentes al sismo. Los diámetros de las barras de la armadura vertical suelen ser 32 mm y 35 mm llegando incluso a disponerse en algunos casos varias capas. La armadura vertical de la pila está confinada en toda su altura por una armadura en espiral de 16 mm de diámetro con paso máximo de 76 mm. Esto da idea de la importancia de los esfuerzos sísmicos en el diseño del viaducto y la atención que hay que prestar a los detalles de armado.

2.3.2. Cimentación

La cimentación de todas las pilas, e incluso los estribos se ha realizado mediante pilotes prefabricados, pretensados e hincados hasta rechazo en el terreno aunque, en algunos casos concretos particulares, también se han utilizado pilotes hormigonados "in situ".

Los pilotes prefabricados son cuadrados de 45 cm. (18") de lado, de longitud variable entre 15 m y 22 m, de una sola pieza, sin uniones intermedias, por lo que ha sido necesario pretensarlos, para facilitar su manejo, con una armadura compuesta por 12 cables de 12,5 mm. (1/2") de diámetro de 7 alambres, de acero de baja relajación, confinados por una espiral de 9,5 mm. (3/8") de diámetro con un paso de 35 mm. en los 4,5 m superiores, de 50 mm. en los 3 m inferiores, y de 150 mm. en el resto del pilote. Al no quedar agotada la capacidad mecánica de la armadura en el pretensado, esta actúa, posteriormente, como armadura pasiva.

Estos pilotes se hincan con una separación mínima, entre ejes, de 1,40 m (a cota de la cara inferior del encepado), y una inclinación teórica máxima de 1H: 4V, con objeto de mejorar sus prestaciones frente a los importantes momentos flectores, y a sus fuerzas horizontales, a que está sometida la pila, principalmente debido al sismo.

Una vez descabezados los pilotes prefabricados quedan embebidos, un mínimo, de 30 cm. en el encepado, que es rectangular, de canto constante, con un valor mínimo de 1,60 m y máximo de 2,25 m.

Condicionantes físicas actuales o futuras han aconsejado cambiar el tipo de pilotes en tres zonas concretas del trazado, pasando a utilizar pilotes hormigonados "in situ", excavados con o sin tubería (recuperable o no) según las necesidades de la obra:

- A lo largo de la calle Sotomayor, donde las pilas se sitúan en ambos laterales de la calle, se han diseñado cimen-

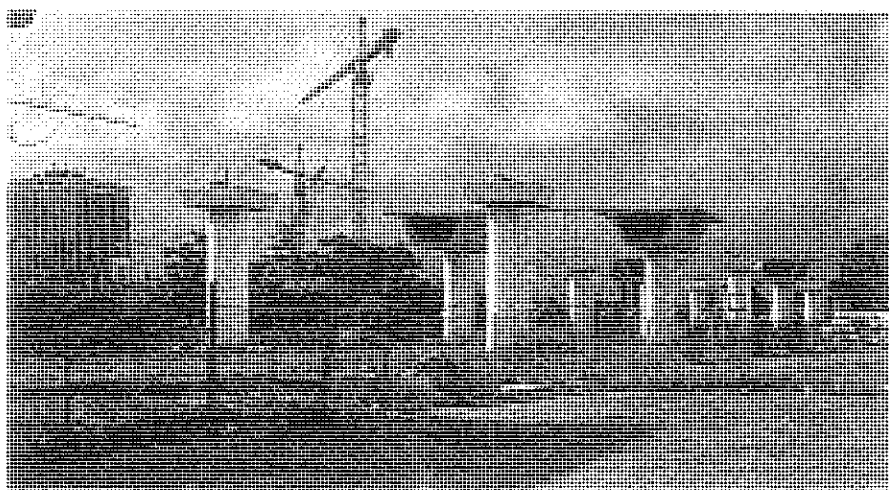


Figura 9. Vista de las pilas del viaducto en construcción.

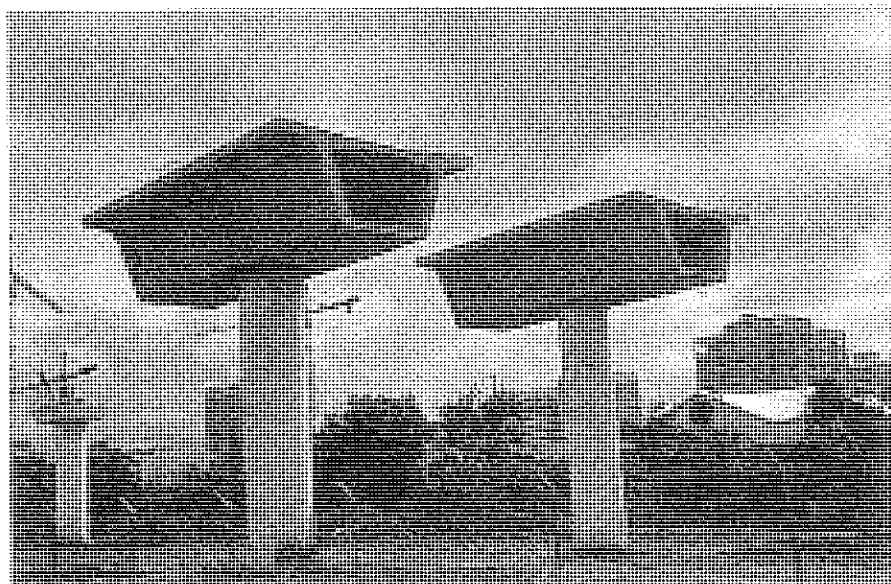


Figura 10. Dovelas fijas en cabeza de pila.

taciones triangulares con pilotes de 1,20 m (48") de diámetro, de 15 m a 22 m de longitud, con una separación entre ejes de 3,30 a 4,0 m y encepado de canto constante, entre 1,70 y 2,05 m. La armadura pasiva vertical de los pilotes es continua en toda su longitud (con una cuantía mínima de 14 barras de 29 mm. (9/8") de diámetro, confinada en toda su altura por una espiral de 12,7 mm. (4/8") de paso 225 mm, salvo en la zona de empotramiento del pilote (2,45 m hacia el anterior, y 0,75 m en el interior) en que se coloca una espiral doble de paso 100 mm.

– En el cruce del caño Martín Peña, que en un futuro será dragado hasta los 3,5 m, se han diseñado cimentaciones con encepados de canto variable, con pilotes análogos a los anteriores.

– Un caso singular, por los condicionantes de limitación de espacio, ha sido la cimentación del vano entre las pilas P38 y P39, en el que los pilotes se sitúan muy próximos a la fachada de un edificio, que salva el viaducto. En este caso se ha resuelto mediante encepados triangulares con pilotes de 2,45 m (96") de diámetro, de 18 m de longitud, con separación entre ejes de 6,10 m y 6,60 m, y encepado de canto constante de 2,60 m y 2,90 m respectivamente. La armadura pasiva vertical de los pilotes es continua en toda su longitud y está formada en toda su altura por una espiral de 19 mm (6/8") de paso 225 mm salvo en la zona de empotramiento del pilote (4,90 m +0,75 m) en que se reduce a 65 mm. En total, para la cimentación del viaducto se han utilizado:

- 2.250 pilotes prefabricados (≈ 40.000 m)
- 70 pilotes de 1,20 m de diámetro
- 6 pilotes de 2,45 m de diámetro

2.4. Andenes de estaciones

Los andenes de las estaciones son también elevados, adosados al viaducto, con la cota final del pavimento 1,10 m sobre el nivel de carriles, tienen una longitud de 138 m y son de dos tipos:

- Andén central en los tramos de viaducto doble para vía sencilla (Estaciones de Nuevo Centro y Sagrado Corazón) con ancho de 8,455 m.
- Andenes laterales en los tramos de viaducto único de vía doble (Estaciones de Centro Judicial, Domenech y Hato Rey) con ancho de 3.635 m cada uno.

La estructura de estos andenes consiste en vigas prefabricadas de hormigón pretensado con sección en cajón rectangular simplemente apoyadas sobre las mismas pilas del viaducto (Ver Figuras 11 y 12).

Los andenes laterales consisten en dos vigas cajón adosadas de 1437 mm de ancho y 1225 mm de canto que se completan con un voladizo de 760 mm, prolongación de la losa superior del cajón, de 150 mm de espesor. Estas vigas se solidarizan por medio de un pretensado transversal que une los diafragmas interiores de ambas vigas, que se disponen con una separación máxima de 6,0 m.

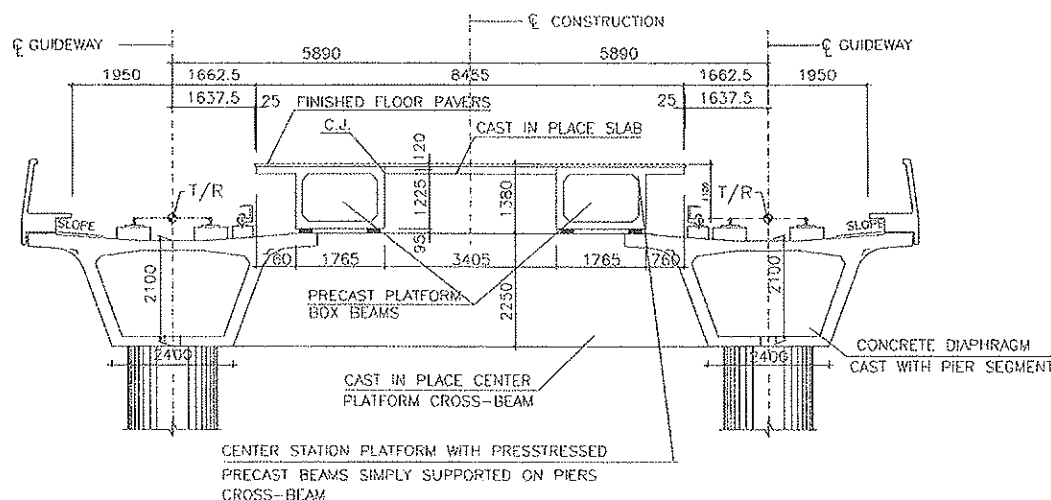


Figura 11. Sección tipo en estación con andén central.

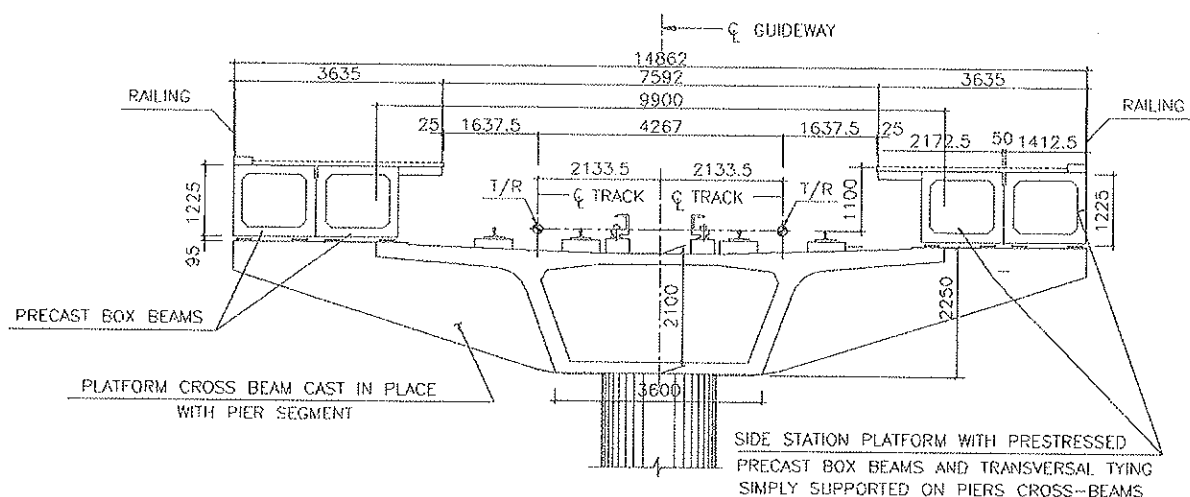


Figura 12. Sección tipo en estación con andenes laterales.

En el caso del andén central la estructura consiste en dos vigas cajón de 1765 mm de ancho, separadas 3.405 mm, que se unen por medio de una losa intermedia hormigonada in situ y se completan con unos voladizos laterales hacia el lado de las vías, de 760 mm de longitud. El canto, al igual que en las vigas de andén lateral, es de 1225 mm.

Las luces de las vigas andén son lógicamente iguales a las del viaducto en la zona de las estaciones y varían entre los 18 m y los 30 m. En las vigas de mayor luz se ha utilizado además un post-tesado interno adicional, al no disponer de más espacio para alojar cables pretensados en la losa inferior.

Las vigas de andén apoyan en los dinteles o en voladizos empotrados en las pilas del viaducto, sobre los que se sitúan los apoyos de neopreno y los topes sísmicos para limitar los movimientos de dichos

andenes durante un terremoto. Tanto en este caso como en el resto del viaducto los topes sísmicos son bloques prismáticos de hormigón armado que sobresalen de los dinteles y se alojan en los extremos de las vigas que disponen, por tanto, de unos cajeados a tal efecto.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. Normativa

Todo el proyecto ha sido desarrollado de acuerdo con la siguiente normativa:

- Standard Specifications for Highway Bridges. AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials (1996).
- Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. AASHTO. American Asso-

ciation of State Highway and Transportation Officials. (1989 y 1999).

– Especificaciones particulares de la propiedad para el proyecto del Tren Urbano.

3.2. Cargas de diseño

Las cargas permanentes consideradas en el proyecto corresponden al peso propio del viaducto y a las cargas muertas debidas al peso de la vía y plintos de apoyo, barreras antirruído y servicios que discurren por el interior del cajón.

Además se han considerado las cargas de viento y las debidas a acciones térmicas que indica la propiedad en las especificaciones para el proyecto.

El viaducto ha sido proyectado también para resistir las acciones sísmicas derivadas de la consideración de una aceleración básica del terreno en Puerto Rico equivalente a 0,20g.

El tren de cargas correspondiente al ferrocarril de diseño consiste en 2, 4 o 6 vehículos con una carga total de 584 kN por vehículo distribuida en cuatro ejes (8 ruedas). Además se considera la aplicación alternativa de la carga correspondiente a un vehículo grúa con 536 kN igualmente distribuidos en cuatro ejes.

Junto con estas cargas se han considerado todas aquellas asociadas a la carga del ferrocarril como son: frenado y aceleración, efecto de lazo y balanceo, impacto vertical y horizontal, así como fuerza centrífuga para los tramos en

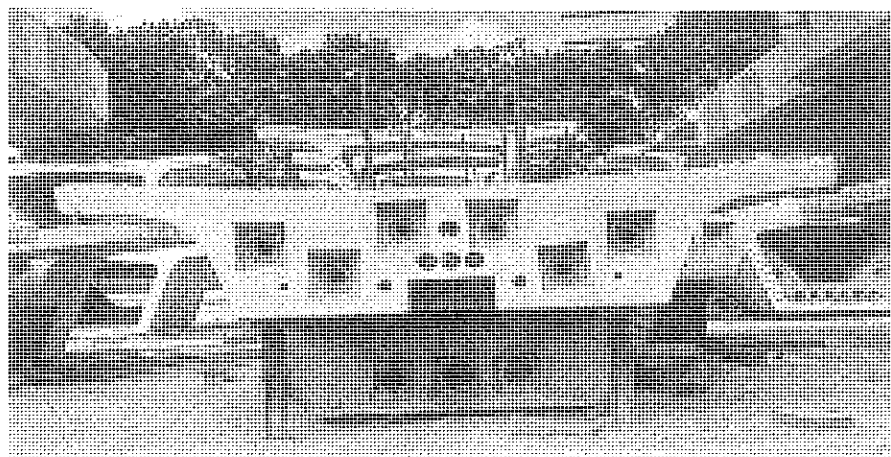


Figura 13. Vista de anclajes de pretensado en dovela de apoyo para vía sencilla.

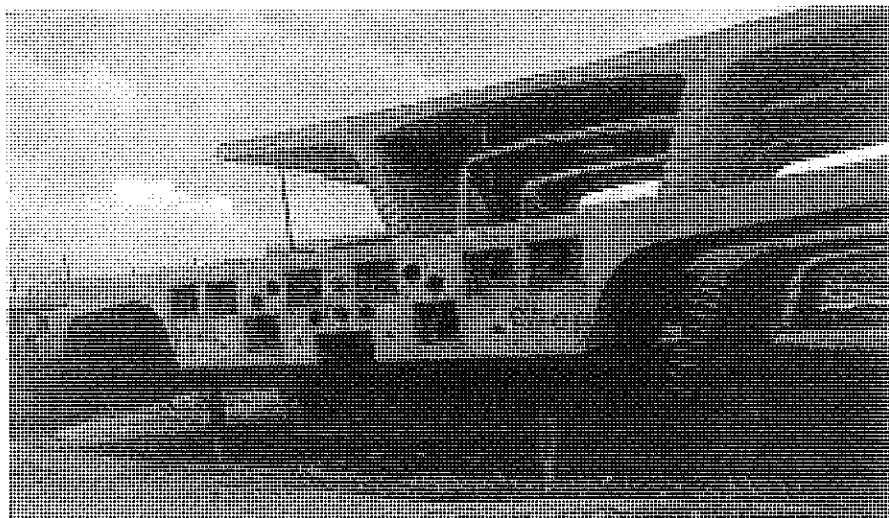


Figura 14. Vista de anclaje de pretensado en dovela de apoyo para vía doble.

curva y las cargas debidas al descarrilamiento de vehículos.

3.3. Materiales

Todo el viaducto es de hormigón armado o pretensado. El tablero se ha proyectado con hormigón de 35 MPa de resistencia característica salvo en algunos tramos especiales en los que ha sido necesario aumentarla hasta 50 MPa. En las pilas se ha utilizado hormigón de 28 MPa y en las cimentaciones de 25 MPa.

El acero de las armaduras pasivas tiene un límite elástico de 400 Mpa y el acero utilizado en los cables de pretensado es de grado 270 kpsi ASTM A416 con una tensión de rotura de 1860 Mpa, habiéndose utilizado tendones con cables de 0.6".

— Pilotes prefabricados:

Hormigón: $f_c = 35$ MPa

Acero pretensar:

Acero baja relajación (ASTM A416-Grade 270 k).

Tensión rotura 1860 MPa

Límite elástico 1580 MPa

— Pilotes "in situ":

Hormigón: $f_c = 25$ MPa

Acero (ASTM A615M-Grade 400):

$f_y = 400$ MPa

— Encepados:

Hormigón: $f_c = 25$ MPa

Acero (ASTM A615M - Grade 400):

$f_y = 400$ MPa

4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

4.1. Modelización

La estructura del viaducto se ha estudiado por medio de modelos espaciales de barras para lo cual la longitud total del viaducto se ha dividido en tramos con diferente número de vanos. Estos modelos incluyen tanto la cimentación, que se ha representado por medio de constantes elásticas de muelle, como las pilas y el tablero. Para el análisis global se ha utilizado el programa de cálculo matricial Gtsrudl, de uso generalizado en Estados Unidos. Además en los tramos de más de dos vanos continuos en los que las particularidades del proceso constructivo hacen necesario considerar la redistribución de esfuerzos por retracción y fluencia se ha empleado el programa de análisis de puentes Bridge Designer II (BD-II) que tiene en cuenta estos efectos.

Para el cálculo transversal se ha discretizado la sección cajón, tanto de vía doble como sencilla, por medio de un modelo de barras así como modelos de elementos finitos en los que se estudia la distribución de las cargas puntuales del ferrocarril en el conjunto de la sección.

Las dovelas singulares como son las de apoyos y cabeza de pila se han analizado con dos tipos de modelos de cálculo:

— Modelos de elementos finitos: con los que se estudia la distribución de

fuerzas concentradas de los anclajes de pretensado en el conjunto de la dovela.

— Modelos de bielas y tirantes, para el estudio de la transmisión de los esfuerzos del tablero hasta los apoyos o la pila, según se trate de dovela de apoyos o cabeza de pila.

La dovela con desviador de pretensado se ha estudiado por medio de un modelo de elementos finitos que representa un vano completo en sección cajón y un modelo de barras articuladas en su interior para modelizar el propio desviador.

Todos los cálculos de elementos finitos se han hecho con el programa Gtsrudl citado anteriormente.

4.2. Diseño sísmico

Los cálculos de los efectos sísmicos sobre la estructura se han realizado con el mismo programa. En primer lugar y sobre un tramo típico de 6 vanos (3 parejas de 2 vanos continuos), modelizada por medio de una estructura de barras en la que la interacción suelo-cimentación-superestructura se ha representado por medio de apoyos elásticos direccionales y rotacionales, se realizó un análisis espectral con superposición modal, según el espectro de respuesta definido en la normativa AASHTO, junto con un análisis simplificado según el método de la carga uniforme. Los resultados obtenidos con ambos procedimientos se compararon siendo las diferencias poco significativas. Por esta razón, en el resto de los tramos, se utilizó el método simplificado que consiste en la modelización de la acción sísmica por medio de unas fuerzas estáticas equivalentes de acuerdo con la normativa AASHTO (División IA-seismic Design), lo que simplifica enormemente el cálculo dada la cantidad de vanos del viaducto.

Los esfuerzos obtenidos por este método se utilizan directamente en el diseño de las cimentaciones y el tablero. Para el diseño de las pilas se aplica un coeficiente de respuesta debido a la ductibilidad que permite reducir los momentos flectores actuantes en función de la tipología de la pila (pila sencilla, pórtico, etc.). No se reducen, sin embargo, los esfuerzos cortantes sobre la pila ya que el diseño de la armadura de la misma debe hacerse para que sea

capaz de resistir la totalidad de la fuerza estática. Se han cuidado extraordinariamente los detalles de armado en las zonas superior e inferior de las pilas en las que se pueden producir rótulas plásticas. Se disponen armaduras en espiral, como en el resto de la pila, confinando la armadura longitudinal, con un paso reducido hasta incluso los 45 mm y diámetro de barras de 16 mm.

4.3. Comprobaciones tensionales en el tablero

El tablero de dovelas prefabricadas de hormigón pretensado se diseña para que en estado límite de servicio se cumplan las siguientes limitaciones de tensiones (en MPa):

- Tensiones transversales:
Máxima compresión: $0,4 f_c$
Máxima tracción: $0,25 \sqrt{f_c}$
- Tensiones longitudinales:
Máxima compresión: $0,4 f_c$
Máxima tracción: 0 MPa en las juntas $0,25 \sqrt{f_c}$ en hormigón "in situ".
 f_c es la resistencia característica a compresión del hormigón.

El cumplimiento de estas limitaciones ha dado lugar a un diseño de pretensado que incluye cables pasando próximos a la fibra inferior en la sección sobre pila. Esto se debe a que en las secciones próximas a la pila aparecen momentos hiperestáticos positivos importantes que producen tracciones en la fibra inferior de la sección.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1. Generalidades

La empresa constructora ha montado un parque para la prefabricación de los elementos de este viaducto y de otros dos tramos que le fueron adjudicados. En este parque se prefabrican y almacenan hasta su transporte a obra los siguientes elementos:

- Dovelas del viaducto,
- Pilotes pretesados,
- Vigas de andén,
- Barrera acústica.

Las instalaciones incluyen la planta de hormigonado, las camas para hormigonado y pretensado de pilotes y vigas de andén, equipos de hormigonado y curado de piezas, laboratorio y demás elementos necesarios para la construcción y control de las piezas fabricadas.

Para la construcción del tablero, las dovelas se transportan desde el parque de prefabricación hasta el emplazamiento del viaducto. Una vez construidas las cimentaciones y las pilas se procede al montaje del tablero que, en la mayor parte de los vanos con luces menores de 40 m, se hace por el método vano a vano, utilizando una viga de lanzamiento para colocar las dovelas niveladas de acuerdo con los parámetros del trazado y aplicarles los esfuerzos de pretensado antes de transferir el peso a las pilas. En los vanos de luces superiores a los 40 m se utilizará este procedimiento combinado con el de avance en voladizo debido a la gran cantidad de dovelas que de otro modo tendría que

soportar la viga de lanzamiento. En total y dada la gran longitud del viaducto se utilizarán dos vigas que irán simultaneando el montaje de dovelas en vanos diferentes.

A continuación se explican en detalle estos dos sistemas constructivos usados en el viaducto.

5.2. Construcción vano a vano

Las fases del proceso de montaje del tablero en un tramo tipo de dos vanos continuos son:

1. Colocación de una dovola prefabricada a cada lado de la cabeza de pila por medio de un apoyo provisional para servir de encofrado a la dovola fija en cabeza de pila (ver Figura 17).
2. Hormigonado in situ de la dovola fija de cabeza de pila entre dos vanos continuos y pretensado longitudinal interior adherente de las dovelas adyacentes.
3. Lanzamiento de la cimbra autoportante, apoyada entre dos pilas, para el montaje del primer vano del tramo.
4. Colgado de las dovelas prefabricadas de la cimbra por medio de grúas que las descargan de los camiones (ver Figura 16).
5. Colocación y nivelación de las dovelas en su posición final todavía colgadas de la cimbra y pretensadas por medio de barras provisionales.
6. Instalación del pretensado longitudinal definitivo en el tablero.
7. Aplicación del pretensado al vano ya presentado, retirada de las barras de pretensado provisional y transmisión del peso del tablero a las pilas.
8. Se repiten las fases 3 a 7 para el segundo vano.

5.3. Construcción por avance en voladizo

A lo largo del viaducto hay cuatro tramos especiales, como se ha indicado en el apartado 2.2, con más de 2 vanos continuos en los que se ha empleado el método constructivo de avance en voladizo. Las fases del proceso constructivo en uno de estos tramos son las siguientes:

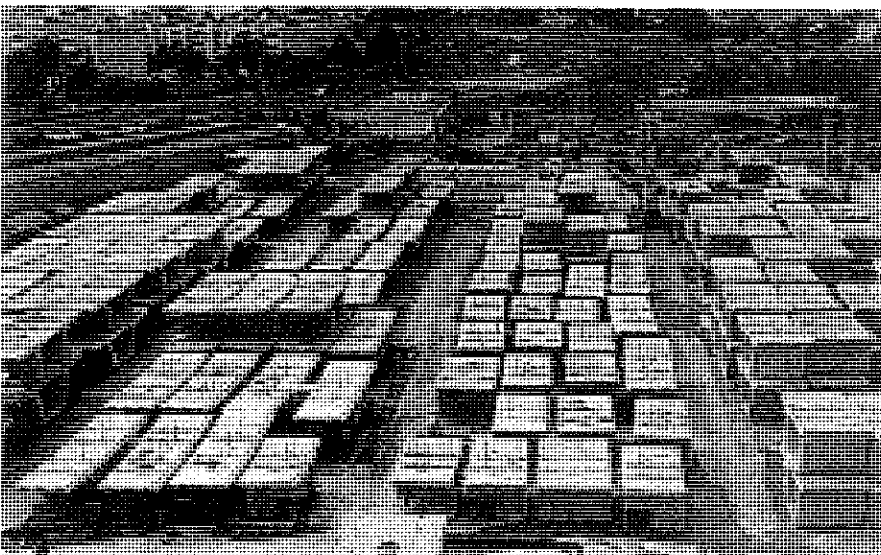


Figura 15. Vista del parque de prefabricación.

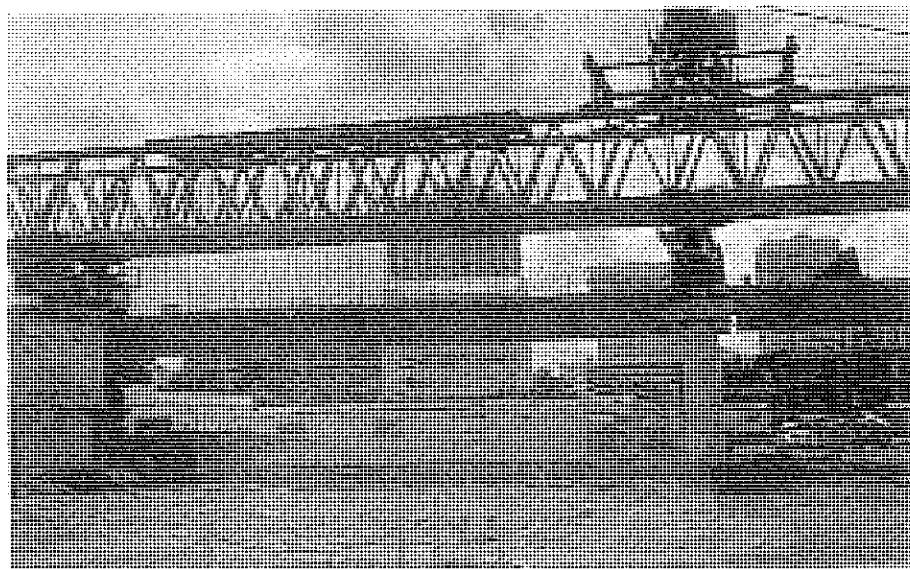


Figura 16. Viga de lanzamiento durante el montaje de dovelas.

1. Colocación de una dovela prefabricada a cada lado de la cabeza de pila por medio de un apoyo provisional para servir de encofrado a la dovela fija en cabeza de pila (ver Figura 17).

2. Hormigonado in situ de la dovela fija de cabeza de pila entre dos vanos continuos y pretensado longitudinal interior adherente de las dovelas adyacentes.

3. Colocación y pretensado de dovelas prefabricadas por avance en voladizo en número variable entre 3 y 8 dovelas, dependiendo de la luz del vano y de las características del trazado y accesibilidad del tramo para la viga de lanzamiento. El pretensado de estas dovelas se localiza en la losa superior siendo

interno adherente, como corresponde a la construcción en voladizo.

4. Lanzamiento de la cimbra autoportante, apoyada entre dos pilas, para el montaje del resto del vano.

5. Colgado de las dovelas prefabricadas de la cimbra por medio de grúas que las descargan de los camiones (ver Figura 16).

6. Colocación y nivelación de las dovelas en su posición final todavía colgadas de la cimbra y pretensadas por medio de barras provisionales.

7. Instalación de los tendones de pretensado longitudinal exterior en el tablero.

8. Tesado de los tendones ya instalados, retirada de las barras de pretensado provisional y transmisión del peso del tablero a las pilas.

9. Repetición de las fases 4 a 8 en los otros vanos del tramo.

5.4. Estado actual de la construcción

El viaducto se encuentra actualmente en avanzado estado de construcción, habiéndose ejecutado ya todas las cimentaciones y construido las pilas. Los tableros construidos vano a vano se encuentran casi finalizados y se están montando los tramos con dovelas en voladizo. Las obras del viaducto está previsto terminarlás durante el año 2001.

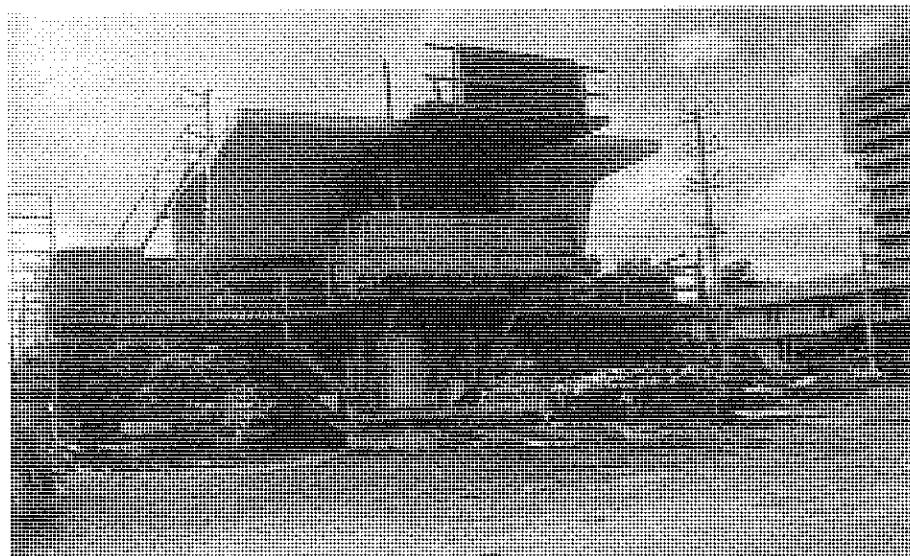


Figura 17. Hormigonado de la dovela fija en cabezas de pila.

Comportamiento sísmico de las uniones metálicas en pórticos de nudos rígidos. El terremoto de Northridge

*Seismic behavior in frame-moment connections.
Northridge earthquake*

★
L.M. Gil Martín

Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Asociado, E.T.S.I. Caminos, Universidad de Granada

★
E. Hernández Montes

Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor titular la Universidad, E.T.S.I. Caminos, Universidad de Granada

RESUMEN

El acero tiene una serie de ventajas fundamentales frente a los otros materiales, como son: su comportamiento está mucho más estudiado y se puede lograr una alta calidad estructural dado que todos los componentes de un pórtico metálico se fabrican en taller. Por estos y otros motivos, el comportamiento sísmico del acero es más predecible que el de otros sistemas constructivos y además, después de un evento como el terremoto, los componentes dañados pueden ser fácilmente reparados o reemplazados.

Sin embargo, el hecho de que un edificio esté construido con acero no es suficiente garantía de que vaya a tener un comportamiento adecuado durante terremotos importantes. Sólo se conseguirá un comportamiento satisfactorio si la configuración estructural es estable y si los elementos estructurales y sus uniones son proyectados de manera que sean capaces de absorber y disipar energía.

Para impedir el colapso de una estructura durante un terremoto se ha de garantizar, a través del diseño, una suficiente y eficaz capacidad de disipación de energía. En el caso de pórticos de nudos rígidos la energía se supone absorbida y disipada principalmente por las rótulas plásticas formadas en las uniones viga-columna.

Durante el terremoto de Northridge, se produjeron fracturas frágiles de las uniones sin que en ningún caso se apreciara la formación de las rótulas plásticas.

En este artículo se analiza cómo ha quedado el estado del arte en este tema después de Northridge. Así como los nuevos

métodos propuestos para garantizar la ductilidad de este tipo de uniones, tanto para pórticos de nueva construcción como para refuerzos de los existentes.

SUMMARY

Steel has many advantages comparing it with other structural materials. Steel behavior is very well known and it can assess a great quality because most of the components are made in the workshop. Steel seismic behavior is more predictable than other materials. Moreover, after an earthquake the damages in steel structures are easy repair.

However, a structure made of steel is not a guarantee to behave well during an earthquake. We will get a good seismic response if the structural configuration is stable and if the elements and connections are able to dissipate the seismic energy.

We have to guarantee a good energy dissipation through the structural design, trying to avoid the steel structure collapse.

Rotational capacities in the beam to columns connections greatly affect the energy dissipation capacity of a moment-resisting frame.

During Northridge earthquake, many brittle fractures appeared in the beam to column connections, and plastic hinge did not develop.

The present paper examines changes in the professional practice after Northridge and some new procedures to guarantee the ductility in beam to column connections, in new frames and damaged frames.

1. INTRODUCCIÓN

Durante el terremoto de Northridge las estructuras metálicas se comportaron mucho mejor que el resto, no experimentando colapso ninguna de ellas. Sin embargo, la buena reputación de los pórticos de nudos rígidos en zonas sísmicamente activas se ha visto comprometida durante este terremoto, en el que se evidenciaron deficiencias estructurales y significativas respuestas anelásticas. Aproximadamente 120 de estos pórticos (todos construidos en los 10 años anteriores al terremoto) han sufrido roturas frágiles en las uniones viga-pilar, poniendo en jaque la base del diseño sísmico de estructuras metálicas: la ductilidad de las uniones rígidas de acero.

Los pórticos metálicos de nudos rígidos han sido los más empleados en los últimos años en regiones sísmicamente activas, como California, para resistir las cargas laterales. Este tipo de pórticos tienen una alta redundancia y una gran capacidad de absorción y disipación de energía. En estos pórticos las vigas están rígidamente unidas a las columnas y las cargas laterales deben ser absorbidas mediante la flexión de estos elementos. De entre todas las uniones rígidas existentes, la más empleada en zonas sísmicas es la de alma atornillada-alas soldadas en la que el cortante vertical es soportado por el alma atornillada y los momentos flectores son transmitidos desde las alas de la viga a la columna a través de la soldadura.

Popov y Pinkney (1968/69) y Popov y Stephen (1970) demostraron, a partir de numerosos ensayos de laboratorio, la bondad de las uniones ala soldada-alma atornillada para resistir cargas cíclicas en fase plástica. En vista de los resultados obtenidos, a partir de 1970 se generalizó en Estados Unidos el empleo de estas uniones en zonas sísmicas; en estas uniones las alas de la viga son soldadas a tope a la columna y el alma de la viga es atornillada a la columna con angulares que vienen soldados a la columna desde taller.

Estudios experimentales posteriores llevados a cabo por Popov y al. (1986) comprobaron que la porción de alma de columna comprendida entre las alas de la viga tenía una gran capacidad de disipación de energía y mostraba un buen comportamiento histerético. Además, esta zona de la unión podía desarrollar una importante capacidad de deformación plástica, que proporciona una importante deformabilidad al pórtico. En 1988, Popov et al. demostraron que un camino eficaz para generar la demanda anelástica en vigas y en uniones viga-columna consistía en disipar la energía tanto a través de la formación de las rótulas plásticas en las vigas como a través de la plastificación de esta porción del alma de la columna. Todos estos resultados hicieron que la norma de edificación (UBC 1988) incrementara la resistencia a cortante de estas porciones de alma de la columna, denominadas "zonas panel". Para controlar la deformación y agotamiento de estas porciones de alma fue preciso introducir placas de continuidad a nivel de las alas de la viga e incluso colocar doble placa en esta porción de alma de la columna.

A raíz de los resultados experimentales obtenidos, las normas y la práctica profesional iban cambiando: al principio todas las uniones viga-columna de los pórticos momento del sistema estructural se construyeron mediante nudos rígidos, esta práctica condujo a buenos resultados desde el punto de

vista resistente del conjunto de la estructura y las uniones eran de reducidas dimensiones. Para abaratar la estructura, más adelante, los ingenieros rigidizaron sólo parte de los pórticos (generalmente los periféricos), lo que redujo el número de uniones pero aumentó el tamaño de éstas. A partir de 1988, el incremento en la resistencia de las "zonas panel" hizo que los pórticos resistiesen más a su posible plastificación de lo que lo hacían antes.

Otros programas de ensayos, llevados a cabo por Tsai y Popov (1988), sugerían que algunas uniones rígidas tenían menos ductilidad de la esperada, llegando a la conclusión de que el problema de la rotura no estaba totalmente entendido. No obstante, experimentos llevados a cabo antes y después del terremoto de Northridge han llegado a la conclusión de que hay factores que influyen significativamente en la respuesta sísmica de una estructura como son: el canto y la longitud de las vigas y el espesor de las alas y la orientación de las columnas.

Por tanto, la energía transmitida por el sismo se puede disipar a través de los siguientes mecanismos: formación de rótulas plásticas en las vigas, plastificación por cortante de la zona panel de la columna o por formación de rótulas plásticas en las columnas. La última posibilidad es la menos deseable pues conduciría más fácilmente a la formación de un mecanismo de colapso y originaría mayores desplazamientos horizontales a nivel de los forjados. La segunda posibilidad fue descubierta recientemente y, por tanto, la mayoría de los pórticos de California se han diseñado admitiendo que la plastificación por flexión está limitada a las vigas. Para el mecanismo de disipación de energía mediante formación de rótulas en las vigas, la norma americana consideraba que las uniones alma atornillada-alas soldadas eran adecuadas para desarrollar la resistencia a flexión de la viga, sin obligar a realizar cálculos ni comprobaciones siempre que las uniones se ajustasen a unas normas sencillas constructivas.

A partir de 1994, como consecuencia de las observaciones realizadas en los nudos rígidos después del terremoto de Northridge, la AISC ha suspendido el empleo de las uniones alas soldadas-alma atornillada a no ser que se demuestre que esta unión es adecuada o que se refuerce convenientemente, empleando sistemas de refuerzo que introduzcan redundancia en las uniones de manera que el fallo de una soldadura no signifique la pérdida total de resistencia a flexión y rigidez de la junta. Por lo tanto, a partir de 1994, la AISC ha suprimido el empleo de este tipo de uniones sin calcular ni ensayar y hace hincapié en la vigilancia de la calidad de ejecución de la soldadura.

2. EL TERREMOTO

El terremoto de Northridge, 17 de Febrero de 1994, se produjo en una zona de alta sismicidad al sur de California. El Instituto Tecnológico de California le asignó una magnitud local, ML, de 6.4 y una magnitud de momento sísmico, MW, de 6.8. Aunque en esta región de Estados Unidos se han producido terremotos de la misma intensidad (San Fernando, 1971), los daños ocasionados en Northridge fueron los más

altos en la historia de los Estados Unidos ya que afectó a una de las áreas más pobladas de California. Las principales características de interés de este terremoto son las siguientes:

1. El hipocentro se situó en un área densamente poblada, a una profundidad de 17 Km. La falla implicada no evidenció rupturas en superficie.
2. El terremoto produjo una de las mayores puntas de aceleración horizontal jamás registradas. En una estación se registró una aceleración de 1.8 g y en otras cuatro se registraron aceleraciones de más de 0.9 g.
3. Se registraron altos valores de la aceleración vertical. Las aceleraciones verticales punta típicamente están comprendidas entre 1/2 y 2/3 del valor punta horizontal pero durante Northridge la aceleración vertical superó a la horizontal en algunas estaciones.
4. La réplica más importante tuvo una magnitud local de 6.0 y se midieron cinco más cuyas magnitudes locales estaban comprendidas entre 5.0 y 5.7. La distribución de las réplicas fue la esperada para la zona de California.

El espectro de respuesta correspondiente a un amortiguamiento de un 5% se obtuvo en función de los datos registrados en estaciones próximas y fue normalizado respecto a la aceleración punta. En la Figura 2.1 se representan los espectros de aceleración horizontal y vertical, respectivamente, determinados para suelo aluvial y roca.

Si se comparan estos espectros con el espectro elástico de respuesta correspondiente a California, con una aceleración punta de 1.0 g para el rango de períodos bajos, es evidente que las aceleraciones alcanzadas en las áreas próximas a la región epicentral de Northridge son mucho mayores que las especificadas por la norma americana.

Aunque se registraron altas velocidades y aceleraciones en la región epicentral, la punta de desplazamiento horizontal del terreno fue sólo del orden de un 50% del máximo despla-

amiento producido por terremoto del Imperial Valley (California, 1979), de magnitud $MW = 6.6$. En la Figura 2.2 se representan las componentes del movimiento del terreno registradas en una estación situada a 15 Km del epicentro del terremoto de Northridge, apreciándose grandes pulsos de velocidad y desplazamientos próximos a los pulsos de aceleración punta.

Heaton y Wald (1994) estudiaron los efectos de estos pulsos sobre edificios flexibles y llegaron a la conclusión de que éstos se pueden propagar a través del edificio induciendo grandes deformaciones. Para evaluar de una manera dinámica apropiada estos efectos se han de considerar numerosos modos de vibración de la estructura teniendo en cuenta las fases entre modos y, por tanto, los análisis típicamente llevados a cabo basados en el espectro elástico de respuesta no pueden poner de manifiesto el daño potencial de estos pulsos.

3. TIPOS DE FALLOS SUFRIDOS EN LAS UNIONES RIGIDAS DURANTE EL TERREMOTO DE NORTHRIDGE

El fallo más común en pórticos de nudos rígidos fue la rotura frágil de uniones viga-columna soldadas. Estos daños se presentaron en edificios de todas las alturas y principalmente en edificios con pórticos de nudos rígidos dispuestos sólo en el perímetro exterior.

Todas las uniones fracturadas fueron del tipo alma atornillada-alas soldadas, como se indica en la Figura 3.1. La mayoría de las fracturas se produjeron en el ala inferior de la viga y en ningún caso ha habido evidencia de formación de rótulas plásticas en vigas antes de la fractura de la soldadura. En algunas uniones se observaron fracturas verticales en la placa de apoyo de los tornillos aunque se cree que éste es un modo de fallo secundario desarrollado cuando la viga sufre una rotación relativa con respecto a la cara de la columna después de que se haya producido la fractura de la soldadura.

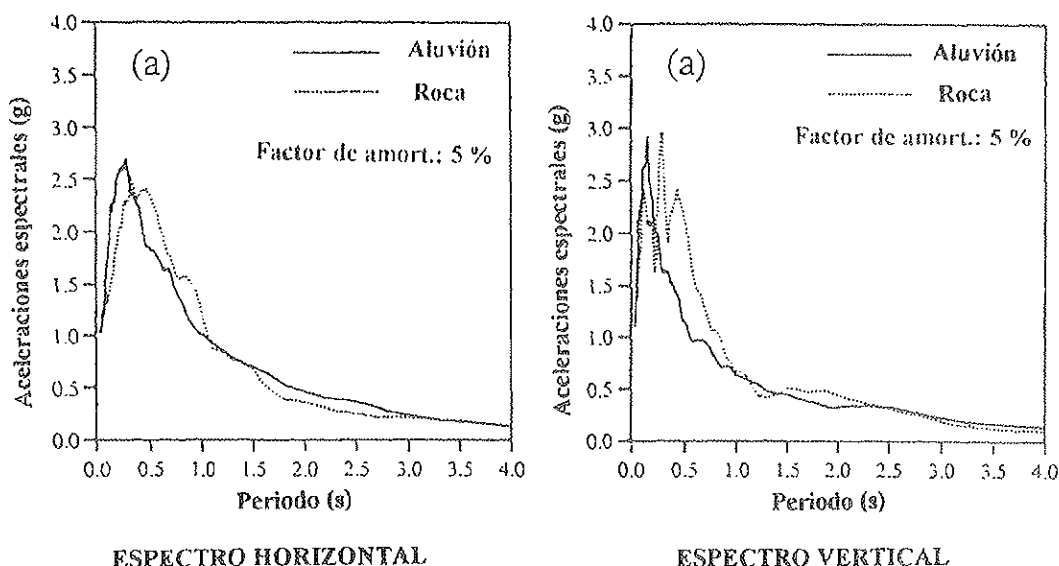


Figura 2.1: Espectros de aceleración de Northridge.

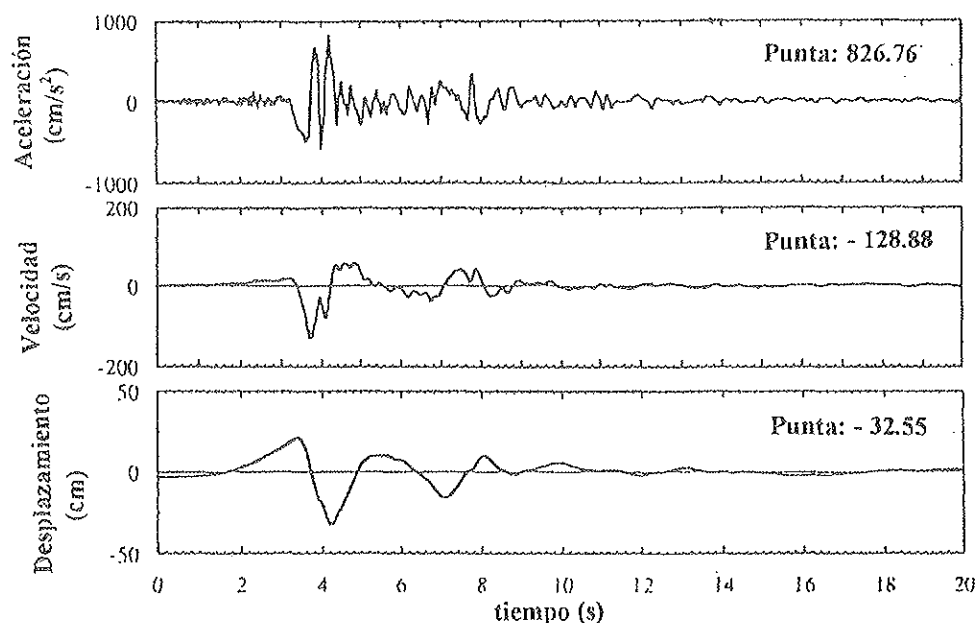


Figura 2.2: Componentes del movimiento del terreno a 15 Km del epicentro de Northridge.

En la Figura 3.2 se representan los tipos de fractura encontrados en el ala inferior de la viga. Se aprecia que la mayoría de las fracturas se iniciaron junto a la chapa auxiliar de ejecución de soldadura, situada debajo del ala de la viga. Las fracturas 1 y 2 fueron muy frecuentes y se detectaron por simple inspección visual, las fracturas 3 y 4 son similares a las dos primeras pero en estos casos la fractura se propaga dentro del ala de la columna en lugar de entre la soldadura y la cara de la columna como sucedía en los dos primeros casos. Las fracturas de los tipos 5 a 8 fueron menos habituales pero también se presentaron.

La fractura de la soldadura del ala de la viga ha sido principalmente atribuida a sobretensiones en la soldadura o a defectos de ésta. Durante el proceso de soldadura se pueden inducir importantes tensiones en las uniones rígidas debido a que éstas están fuertemente restringidas. La soldadura está sobretensionada debido a que la unión atornillada en el alma es inadecuada para transferir momentos flectores y, por tanto, en la cara de la columna aumentan las tensiones normales desarrolladas en las alas de la viga ya que el momento plástico ha de

ser resistido únicamente por ellas; esta concentración de tensiones hace a la unión susceptible de posibles defectos de soldadura. Además de los defectos propios de la soldadura, otra posible causa de fallo pudo ser la presencia de la chapa auxiliar de estanqueidad que se coloca debajo del ala de la viga para ejecutar el cordón de soldadura, que puede crear concentración de tensiones y proporciona una entalladura para iniciar la fractura. Otro elemento que puede jugar un papel importante en el fallo de la soldadura es la presencia de las placas de continuidad en el alma de la columna: si no existen éstas las cargas se transmiten desde las alas de la viga al alma de la columna viéndose la zona central del cordón de soldadura de las alas más solicitada; si la soldadura se dimensiona tomando como hipótesis que toda la longitud de la soldadura es efectiva y realmente el máximo se logra sólo en el centro, la fractura se producirá en esta zona. Las placas de continuidad ayudan a transmitir las cargas desde las alas de la viga a la columna y en Northridge las estructuras con placas de continuidad resultaron menos dañadas, lo que sugiere que la flexibilidad de las alas de la columna puede haber sobretensionado localmente la soldadura (Figura 3.3).

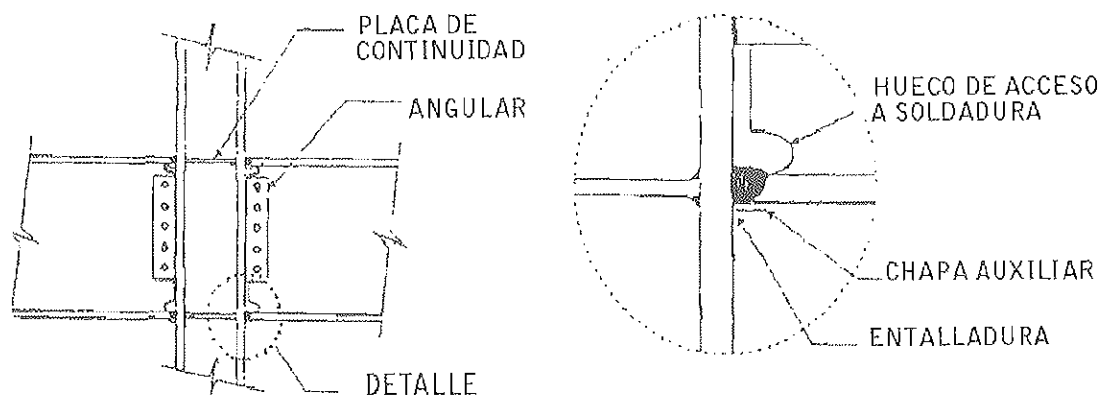


Figura 3.1: Unión típicamente empleada para nudos metálicos rígidos.

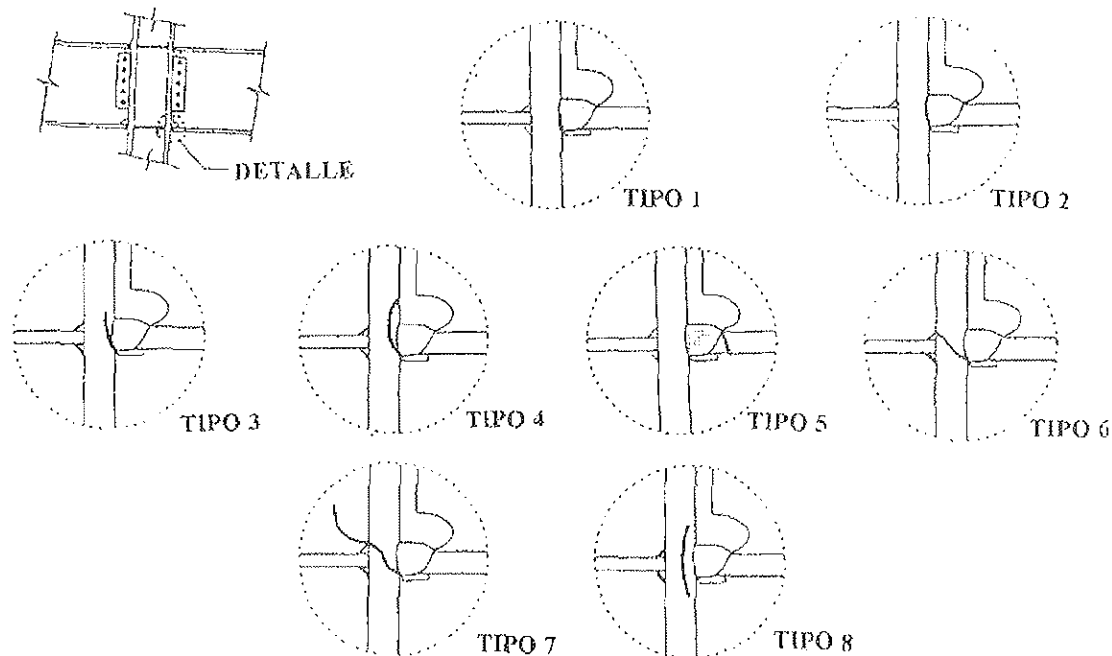


Figura 3.2: Tipos de fractura en uniones metálicas debidas al terremoto de Northridge.

Objetivamente, la soldadura del ala inferior de la viga es mejor candidata al fallo prematuro que la del ala superior, en base a que:

1. la ejecución del cordón de soldadura es más difícil (el alma de la viga estorba) y su inspección también,
2. la chapa de estanqueidad, punto de comienzo de las fracturas, se sitúa a nivel de la fibra más tensionada como consecuencia de la flexión de la viga,
3. la presencia de la losa de hormigón hace que la viga actúe como un perfil compuesto haciendo que el eje de inercia horizontal de la sección se desplace hacia arriba, haciendo el ala inferior más crítica aún.

Sin embargo, algunos ensayos de laboratorio (Uang Chia-Ming, 1977) sobre uniones rígidas sometidas a cargas cíclicas

han demostrado que el comportamiento de ambas alas de la viga es muy parecido, sugiriendo que quizás en Northridge se produjeran fracturas también en las alas superiores que no fueron descubiertas debido a la mayor dificultad de inspección de éstas.

Como consecuencia de las fracturas de Northridge, la fiabilidad de la soldadura en obra ha sido ampliamente cuestionada. Los japoneses evitan soldar en obra realizando la soldadura de la unión en taller, con personal especializado y llevando a cabo comprobaciones de la calidad de la soldadura, y empleando tornillos y placas de empalme para conectar los trozos de la viga en obra a suficiente distancia del nudo (tal y como se indica en la Figura 3.4). Durante el terremoto de Kobe, de características similares al de Northridge, las uniones de los pórticos de nudos rígidos se fracturaron sin mostrar signos de plastificación poniendo de manifiesto que la calidad de la sol-

REFUERZO DE LA ZONA PANEL

ALZADO

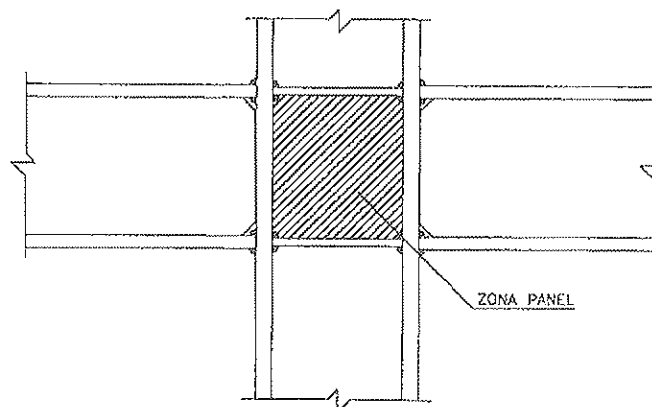


Figura 3.3: Placas de continuidad en el alma de la columna.

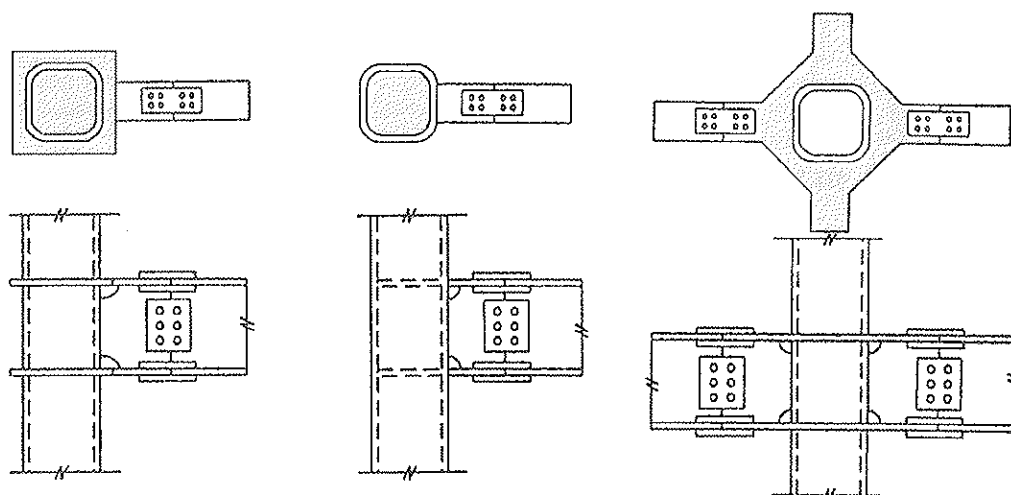


Figura 3.4: Uniones rígidas construidas en Japón.

dadura no es suficiente para garantizar que el momento plástico se pueda alcanzar en los elementos conectados. Como en Northridge, la mayoría de las fracturas se presentaron en el ala inferior de la viga, propagándose en algunos casos dentro del alma de la viga e incluso al ala de la columna. En Kobe, sin embargo, los pórticos construidos con columnas de tubo cuadrado y vigas soldadas a tope mostraron, en numerosos casos, claros signos de plastificación en las vigas (en ningún caso en las columnas) así como pandeo local.

4. DUCTILIDAD Y RESISTENCIA DE LAS UNIONES RÍGIDAS

Como ya se comentó, en el caso de pórticos de nudos rígidos de acero sometidos a importantes acciones sísmicas se supone que la energía es absorbida y disipada principalmente por las rótulas plásticas formadas en las uniones viga-columna, por tanto, la capacidad de disipación de energía de un pórtico de nudos rígidos estará muy afectada por las capacidades de rotación de las uniones. La unión rígida más habitualmente empleada en zonas sísmicas es la representada en la Figura 3.1 (alas soldadas-alma atornillada) y en los últimos años se han realizado numerosos trabajos experimentales (Chen et al. 1990; Popov et al. 1986) para analizar los efectos del soldado y del atornillado. Las uniones han sido ensayadas bajo cargas cíclicas para tener en cuenta su comportamiento histerético y el ángulo de rotación plástica de la unión, q_p , ha sido el parámetro adoptado para evaluar la capacidad de disipación de energía de la unión. Estudios llevados a cabo por Popov et al. (1986) concluyeron que un valor de q_p de 0.015 radianes para la unión viga-pilar es suficiente para que un pórtico de nudos rígidos soporte terremotos de intensidad alta.

Chen y Yeh (1994) ensayaron grandes vigas de acero unidas a columnas en cajón y sometieron a las uniones a cargas cíclicas obteniendo un promedio de rotación plástica de 0.0092 rad., muy inferior a la requerida, aunque comprobaron que el valor medio de la resistencia última fue de 1.34 veces el valor de diseño nominal, concluyendo que la resistencia de las uniones soldadas es adecuada pero la capacidad de rotación plás-

tica de las mismas queda muy por debajo de la requerida. A análogas conclusiones llegaron Engelhardt y Husain (1993) para uniones rígidas entre vigas y columnas en "H".

5. UNIONES VIGA-COLUMNA DÚCTILES PARA RESISTENCIA SÍSMICA

Aunque se ha venido atribuyendo a la calidad de la soldadura en obra la fractura de las uniones, se ha comprobado que un gran número de éstas realizadas en taller por personal especializado también han experimentado roturas frágiles durante ensayos que pretendían medir su ductilidad. Por tanto, la calidad de la soldadura no es la única causa de fractura de la unión poniendo de manifiesto que materiales de naturaleza dúctil no garantizan una estructura dúctil sino que la geometría, el tipo de carga y las propiedades del material pueden afectar al comportamiento estructural.

Basándose en el hecho de que la soldadura tiene un buen comportamiento resistente pero no permite una buena capacidad de deformación, Chen, Yeh y Chu (1996) sugirieron un método para mejorar la ductilidad de la unión viga-pilar aprovechando la elevada resistencia natural de la soldadura y la importante capacidad de deformación de los elementos metálicos. El objetivo, mejorar la ductilidad de las uniones, se alcanza recortando ligeramente las alas de la viga.

En las Figuras 5.1.a y 5.1.b se representa el diagrama de momentos flectores correspondiente a un pórtico de nudos rígidos sometido a una carga sísmica. Teniendo en cuenta la distribución de momentos flectores en las vigas (Figura 5.1.b), se pueden modelizar éstas considerando como elemento unitario un voladizo sometido en su extremo libre a una carga puntual, tal y como se indica en la Figura 5.1.c. En la Figura 5.1.d se representa la ley de distribución de las tensiones normales de flexión en el ala de la viga, a lo largo de su longitud. El mismo estado de tensiones se obtendría modelizando el ala de la viga como una placa de ancho variable sometida a una carga uniformemente repartida en el extremo más ancho, tal y como se indica en la Figura 5.1.e. En la barra

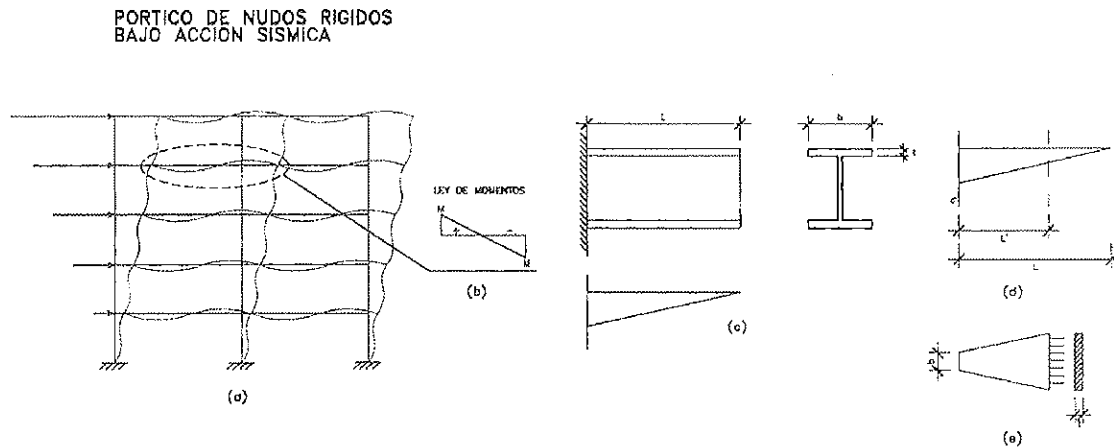


Figura 5.1. Pórtico de nudos rígidos sometido a una acción sísmica.

de sección variable de la Figura 5.1.e, la plastificación se producirá sólo en la sección de ancho mínimo y, por tanto, las deformaciones plásticas se concentrarán en un área limitada con lo cual la capacidad de disipación de energía será mínima, produciéndose roturas frágiles.

Si en la Figura 5.1.c se aumenta progresivamente la carga puntual, en la sección de empotramiento se alcanzará el límite de fluencia y el área plastificada se propagará gradualmente desde las alas hacia el alma hasta que toda la sección plastifique. La variación del momento flector a lo largo de la viga influirá en la dimensión de la zona plastificada, de manera que si la luz del voladizo es grande el gradiente de momentos será menor y por lo tanto la rótula plástica abarcará una zona mayor. Puesto que el factor de forma (cociente entre el módulo plástico y el módulo resistente de la sección) de las vigas suele estar comprendido entre 1.10 y 1.18, la capacidad de deformación debido a la redistribución de tensiones en la sección transversal es limitada y el gradiente de momentos inducido por el terremoto estará afectado por la longitud de la viga. En base a estos razonamientos, Chen propone una nueva unión viga-columna en la que se crea un área finita de zona plástica imponiendo que en ese área las tensiones sean constantes, este objetivo se alcanza recortando las alas de la viga en las proximidades de la unión de acuerdo con el gradiente de momentos flectores, de manera que la rótula plástica abarque una longitud importante (a mayor volumen plástico mayor

capacidad de disipación de energía). El ancho del ala de la viga en la zona recortada se obtiene en función de la ley de momentos flectores de manera que la capacidad de momento plástico sea un 5%-10% menor que la requerida; de esta manera la plastificación ocurre sólo (y simultáneamente) en el área preseleccionada y se evita el exceso de tensiones en la proximidad de la soldadura. En la Figura 5.2 se esquematiza la unión propuesta por Chen para columna en cajón y en "H" respectivamente.

Estas uniones fueron ensayadas en laboratorio bajo carga cíclica para estimar su comportamiento sísmico-resistente, que depende de la resistencia última de la unión y de su capacidad de deformación. Las normativas sísmicas establecen que las uniones viga-columna deben de tener más resistencia que las vigas que conectan y esto se consigue imponiendo que la resistencia de la unión sea al menos 1.2-1.3 veces la resistencia plástica nominal de las vigas conectadas. En laboratorio se obtuvo, para las uniones con alas recortadas propuestas, un valor medio para la relación entre la carga última y la carga nominal de la unión de 1.29, que es adecuado en cuanto a los requerimientos de tensión se refiere. Obviamente, los recortes realizados en las alas de las vigas reducen la rigidez de la unión lo que no parece muy favorable en estructuras flexibles, como son las metálicas. Sin embargo, en laboratorio se determinó que la disminución de la rigidez era sólo de un 3%, valor totalmente aceptable (en el caso de vigas de grandes luces en

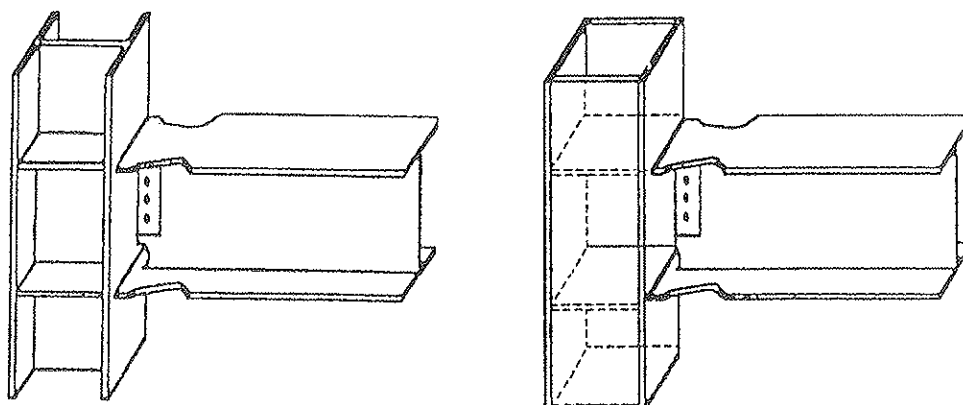


Figura 5.2. Uniones viga-columna dúctiles.

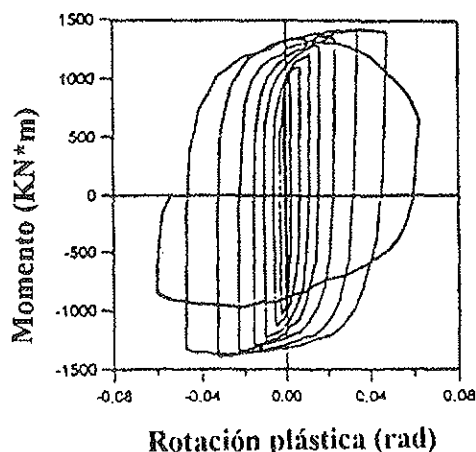


Figura 5.3. Curva de histéresis

las que el gradiente de momentos es muy bajo, los recortes a realizar son menores con lo cual la disminución de la rigidez es incluso menor). El otro factor decisivo en el comportamiento sísmico de la unión es la ductilidad, determinada a partir de las curvas de histéresis obtenidas a partir de ensayos con carga cíclica, como la representada en la Figura 5.3. El ángulo de rotación plástica (cociente entre la máxima deflexión plástica y la distancia entre el punto de carga y la cara de la columna) de las muestras analizadas en laboratorio estuvo comprendido entre 0.0379 y 0.0488 radianes, muy por encima de los correspondientes a las uniones viga-columna.

Todas las uniones con alas recortadas ensayadas en laboratorio habían experimentado en su estado último pandeo local del ala comprimida y mostraban un desgarre en el centro del alma de la viga justo encima del hueco practicado para ejecutar la soldadura del ala inferior. Por tanto, Chen sugirió no comenzar el recorte de las alas en la vertical del hueco practicado en el alma. La longitud del recorte practicado en las alas afecta al comportamiento dúctil de la unión de manera que a mayor longitud de ala recortada mayor capacidad de disipación de energía; experimentalmente se llegó a la conclusión de que recortando el ala en una longitud igual a la mitad del canto de la viga se consigue una ductilidad adecuada.

Para facilitar el proceso constructivo, se ensayaron muestras en las que las curvas de transición de antes y después de los recortes (L2 y L4 de la Figura 5.4) fueron reemplazadas por líneas rectas, obteniéndose peor comportamiento de la unión.

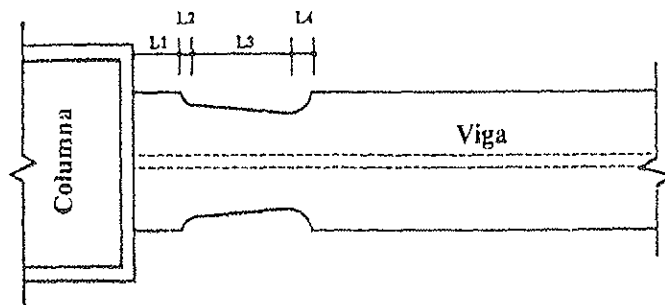


Figura 5.4. Unión dúctil propuesta por Chen.

La unión propuesta por Chen es válida para el diseño de nuevas estructuras pero no parece muy apropiada para el refuerzo de las ya existentes, principalmente porque el ala superior no es de fácil acceso para realizar los recortes.

En Marzo de 1994, la AISC propuso un manual de recomendaciones para reparar las uniones dañadas y para el diseño de nuevos pórticos de nudos rígidos. Para reparaciones se sugiere que cualquier material o soldadura fracturado sea eliminado y reemplazado y se proponen las siguientes opciones para mejorar el comportamiento de las uniones (Figura 5.5):

1. extraer las chapas auxiliares de soldadura de debajo de las alas de la viga mediante esmerilado o con arco de aire. En el lugar en el que ha sido eliminada la chapa la junta será devastada y vuelta a rellenar para asegurar la completa fusión de la raíz de la soldadura; encima de este proceso de dispondrá un nuevo cordón de soldadura. Este proceso es sólo exigido para la junta inferior de la viga.

2. soldar el alma de la viga a la columna a tope o mediante conectores verticales de cortante

3. añadir placas de refuerzo a las alas de la viga, tanto verticales como platabandas, para aumentar la resistencia a flexión de la unión viga-columna y desplazar la sección crítica suficientemente lejos de la soldadura. Esta alternativa tiene el inconveniente de que la soldadura de campo a realizar es mayor con lo que se aumenta el riesgo de fallos durante el proceso de soldadura. A continuación se especifican las modificaciones más usuales:

- **DISPOSICIÓN DE CASQUILLO BAJO EL ALA INFERIOR:** esta solución es muy atractiva para reforzar estructuras ya existentes. Parte de las fuerzas del ala inferior de la viga se transmiten a la columna a través del casquillo, reduciéndose de esta manera la tensión en la soldadura ala inferior-alma. El rigidizador vertical en el extremo del casquillo es necesario para impedir la distorsión del ala de la viga que se puede producir como consecuencia de la concentración de tensiones en el cordón de soldadura que une el casquillo al ala de la viga. El rigidizador conviene extenderlo hasta el ala superior para prevenir el pandeo lateral, que también fue frecuente en Northridge. Fig. 5.5.a.

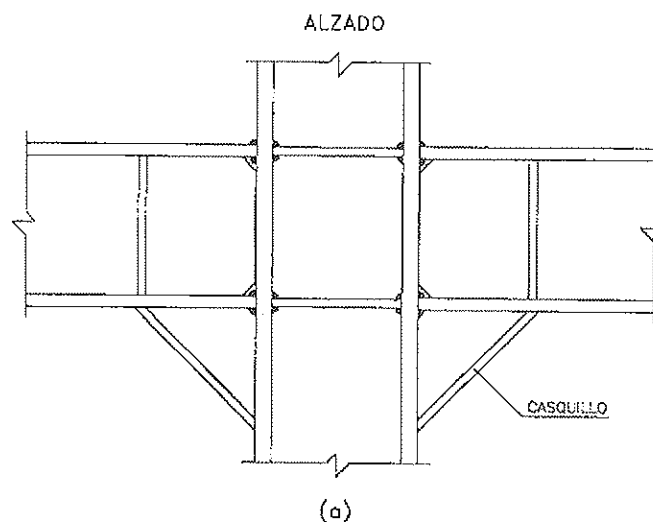
- **COLOCACIÓN DE CHAPAS VERTICALES DE REFUERZO EN AMBAS ALAS:** esta opción conduce a buenos resultados, tal y como se ha determinado en laboratorio,

pero tiene el inconveniente de que el ala superior de la viga en estructuras ya existentes no es de fácil acceso. Fig. 5.5.b.

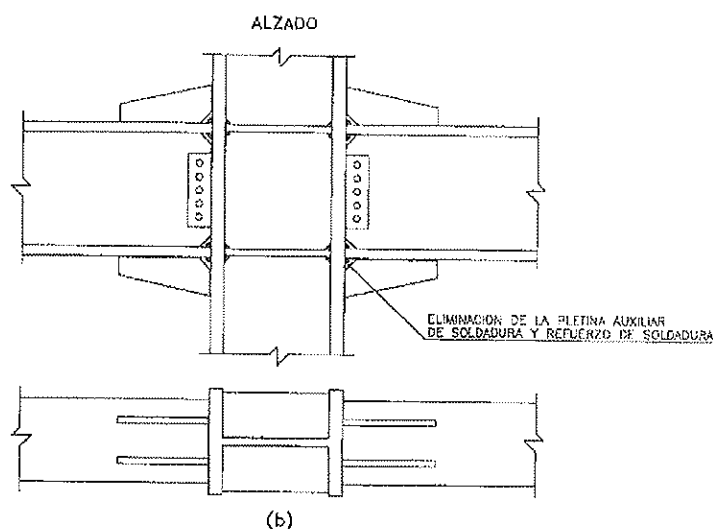
• **PLATABANDAS HORIZONTALES EN AMBAS ALAS:** en general esta opción ha funcionado bien pero en algunos casos falló la soldadura que conecta el ala y la plata-

banda a la columna e incluso, aunque menos frecuentemente, el cordón de soldadura que une la platabanda al ala inferior. El comportamiento de este refuerzo depende mucho de la calidad de la soldadura, ya que los cordones a ejecutar son más importantes. Esta alternativa es la más costosa y no parece ser la que proporciona mayor seguridad a la estructura. Fig. 5.5.c.

REFUERZO MEDIANTE CASQUILLOS



REFUERZO MEDIANTE PLACAS VERTICALES



REFUERZO MEDIANTE PLATABANDAS HORIZONTALES

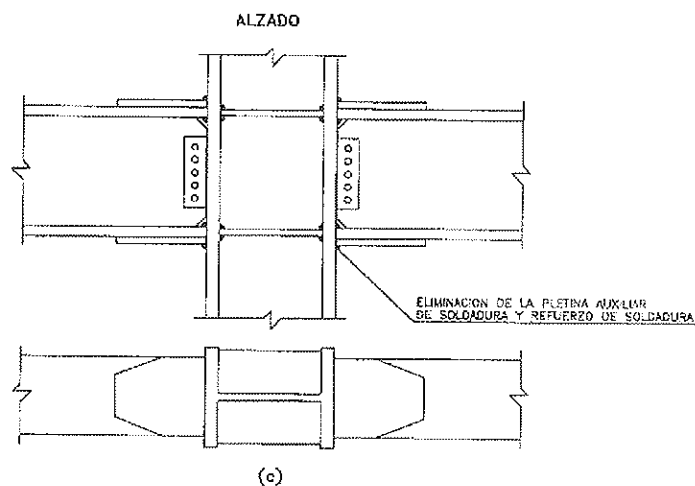


Figura 5.5. Propuestas de la AISC para el diseño y reparación de nudos rígidos en zonas sísmicas.

Ensayos llevados a cabo sobre uniones mejoradas pusieron de manifiesto que aunque se mejore la calidad de la soldadura (opción 1) no se logra alcanzar el comportamiento deseado por lo que la mejor solución parece ser la de colocar casquillos o placas de refuerzo (opción 3) con objeto de desplazar la rótula plástica lejos de la cara de la columna donde está la soldadura.

6. SOLDADURA EN CONSTRUCCIÓN SÍSMICA

Después del terremoto de Northridge, la calidad de las soldaduras en obra fue altamente cuestionada aunque posteriormente se llegó a la conclusión de que los fallos habrían sido los mismos aunque la soldadura se hubiese ejecutado en taller, por personal especializado y llevando a cabo comprobaciones ultrasónicas.

A continuación se hacen algunas reflexiones en cuanto a la soldadura, que conviene tener en cuenta en zonas sísmicas.

• Dureza Charpy

Después de Northridge, el nivel de dureza Charpy ha sido ampliamente discutido aunque aún hoy día no se tiene muy claro la importancia de este factor ni el nivel idóneo de dureza requerida al material de aportación de la soldadura. En cualquier caso, parece claro que aumentar la dureza Charpy al impacto no tiene ningún efecto negativo sobre la estructura.

Conviene señalar que algunos ingenieros mantienen la hipótesis de que las fracturas de Northridge fueron frágiles desde su génesis y que la fatiga no intervino en la iniciación de la fractura. Esta teoría la sostienen en base a que las grandes aceleraciones de Northridge, tanto horizontales como verticales, corresponden a los valores típicos de diseño empleados en cargas de impacto, que oscilan entre 1.0 y 2.0 g.

• Resistencia del material de aportación

La resistencia del material de aportación se puede clasificar como igualada, sobreigualada o bajoigualada con respecto a la del metal base.

Un material de aportación se dice igualado cuando su tensión de agotamiento es igual o ligeramente superior a la especificada para el metal base. Para cargas estáticas esto parece razonable pero para cargas dinámicas es insuficiente.

Si el metal base tiene una resistencia considerablemente mayor que la del metal de aportación, las deformaciones plásticas que se producen durante la respuesta sísmica se localizarán en la zona de la soldadura mientras que el metal base sólo experimentará deformaciones elásticas. Cuando se llega a esta situación, la mayor parte de la deformación se concentrará en la soldadura y fácilmente excederá su ductilidad.

Una solución obvia al problema anterior consistiría en especificar unos niveles de resistencia al metal de aportación superiores a los del metal base, forzando de esta manera que las deformaciones plásticas aparezcan en este último. Como contrapartida, si se aumenta la resistencia del metal de aporte-

ción aumentará el nivel de tensiones residuales y la posibilidad de que aparezca una grieta en la soldadura, en la zona de influencia de la soldadura o en el metal base.

• Precalentamiento

El precalentamiento de las zonas a soldar parece una buena solución para mejorar el comportamiento de las uniones soldadas. El precalentamiento alarga el tiempo de enfriamiento evitando endurecimientos indeseables, otras ventajas de este tratamiento son: seca la unión, elimina materia orgánica, reduce el nivel de tensiones residuales, etc. Ahora bien, el precalentamiento también presenta desventajas como la dificultad del manejo de las piezas y la posible alteración del metal base.

7. LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN LA NCSE-94

La norma española, para garantizar el comportamiento resistente de la estructura, impone la disposición de pórticos de nudos rígidos en las zonas en las que la aceleración sísmica de cálculo supere el valor de 0.16 g y aconseja que estos nudos se fabriquen en taller, uniendo las piezas en obra a suficiente distancia del nudo (tal y como se hace en Japón). En el caso de que las uniones se ejecuten en obra, para garantizar el buen comportamiento sísmico de la estructura, será necesario aumentar la rigidez del nudo mediante la disposición de casquillos y platabandas (Figura C 4.7 de la NCSE-94).

En el caso de que las uniones sean atornilladas, éstas se sobredimensionarán con objeto de que la rótula plástica se desplace suficientemente lejos del nudo, a zonas en las que la plasticidad esté totalmente garantizada. Sin embargo, la norma admite que las uniones rígidas soldadas garanticen el comportamiento de rótula plástica.

Por tanto, las recomendaciones de la norma en cuanto a la ejecución de pórticos metálicos de nudos rígidos se refiere son más que suficientes para garantizar el comportamiento dúctil de las estructuras y la consiguiente formación de rótulas plásticas en las vigas, teniendo en cuenta los niveles de sismicidad existentes en nuestro país.

8. CONCLUSIONES

Durante el terremoto de Northridge los pórticos metálicos de nudos rígidos, aunque no colapsaron, sufrieron numerosas fracturas frágiles no evidenciándose en ningún caso la formación de rótulas plásticas en las vigas. En principio las fracturas fueron atribuidas a fallos en la ejecución en obra de los cordones de soldadura aunque estudios posteriores llegaron a la conclusión de que las fracturas se habrían producido igualmente si la soldadura hubiese sido ejecutada en taller y verificada convenientemente mediante ultrasonidos.

Para garantizar la formación de las rótulas plásticas en edificaciones de nueva construcción Chen propone aumentar la longitud de la rótula plástica en las vigas (con lo que se incrementa la capacidad de disipación de energía) realizando unos

recortes en las alas de la viga de manera que la plastificación se produzca única y simultáneamente en esta zona (Figura 5.2), suficientemente alejada del cordón de soldadura. La unión propuesta por Chen es mucho más dúctil que la tradicionalmente empleada y la disminución de rigidez en la unión es mínima (3% en el peor de los casos).

Para el refuerzo de estructuras ya existentes la unión de Chen no es adecuada puesto que el ala superior de las vigas es de muy difícil acceso y la ejecución de los recortes en vigas puestas en obra sería difícil y muy costoso. Para estos casos la mejor solución para rigidizar la unión y desplazar la rótula plástica de las proximidades del cordón de soldadura, de entre todas las que propone la AISC en 1994, consistiría en disponer un casquillo en el ala inferior de la viga, tal y como se indica en la Figura 5.5.a.

REFERENCIAS

1. Chen, Sheng-Jin. Yeh, C.H. Chu, J.M. Ductil steel beam-to-column connections for seismic resistance. *Journal of Structural Engineering- ASCE*, V.122 n.º11 Nov. 1996, pp. 1292-1299.
2. Liam Finn, W.D. Ventura, Carlos E. Schuster, Norman D. Ground motions during the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 22, n.º 2, Apr 1995. pp. 300-315.
3. Maranian, P. Vulnerability of existing steel framed buildings following the 1994 Northridge (California, USA) earthquake: considerations for their repair and strengthening. *Structural Engineering*. Vol. 75, n.º 10, May 20-1997. pp. 165-172.
4. *Norma de Construcción Sismorresistente*. NCSE-94.
5. Roeder, Ch. W. Foutch, D.A. Experimental results for seismic resistant steel moment frame connections. *Journal of Structural Engineering- ASCE*. Vol. 122, n.º 6, Jun 1996. pp. 581-588.
6. Tremblay, Robert. Timler, Peter. Bruneau, Michel. Filiatrault, Andre. Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 22, n.º 2, Apr 1995. pp. 338-360.
7. Tremblay, Robert. Bruneau, Michel. Nakashima, M. Prion, H. Filiatrault, Andre. DeVall, R. Seismic design of steel buildings: lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 23. pp. 727-756
8. Uang, Chia-Ming. Cyclic vulnerability of beam top flange welded joints in existing steel moment frame connections. *Forensic Engineering Proceedings of the Congress 1997*. ASCE, New York, NY, USA, pp. 249-257.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 37: Primavera de 2001

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12.00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo sexto ciclo, correspondiente al **otoño de 2001**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
11 de octubre	Martin Leinweber Ingeniero Técnico de Minas Rheinzink GmbH - Datteln, RFA	<i>Principios de construcción de cubiertas y cerramientos metálicos acabados en zincititanio</i>
25 de Octubre	Roberto Ferrer Usán Arquitecto Técnico Ayuntamiento de Algeciras	<i>La reparación de los elementos estructurales de la cúpula del Mercado de Algeciras vista desde la propiedad</i>
8 de Noviembre	Honorino Ortega Valencia Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Grupo Siderúrgico CELSA	<i>Influencia del tipo de acero en el comportamiento de estructuras de hormigón</i>
22 de Noviembre	DAvid Revuelta Crespo Dr. Ingeniero Industrial Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Diseño con materiales compuestos</i>
13 de Diciembre	Tomás Amat Rueda Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Paneles de mortero de hormigón reforzado con fibras de vidrio (GRC)</i>

Necesidad de una verificación por estados en el análisis sísmico. Aplicación a un edificio H° A°

*Necessity of verification for states on the seismic analysis.
Application for a H° A° building*

Ariel Catalán Goni

Dr. Ing. Catalán, Catalán y Puente

Universidad de Chile, Chile

RESUMEN

Existe en los códigos una clasificación de niveles de carga sísmica y respuesta asociados a una estructura y su emplazamiento. Esta respuesta se refiere a estados límites de daños aceptables para la estructura resistente principal y para los componentes no intencionalmente estructurales. Los niveles (terremoto - daño), bien definidos cualitativamente, no son claramente prescritos cuantitativamente hablando.

Si se aborda con profundidad un Diseño Objetivo (DO) (diseño con verificaciones en distintos estados) se ve la necesidad de incorporar en la fase numérica nuevos conceptos (energía, índice de Daño). En este trabajo se analiza la respuesta no lineal de una estructura construida, a partir de dos estados de carga (ELS - p = vida útil estructura y ELU - p = 500 años). Se sugiere una metodología aproximada para encontrar cada carga característica y se demuestra que, aunque la estructura ha sido correctamente calculada de acuerdo a las normas, no cumple las condiciones necesarias para un buen diseño general u Objetivo.

PALABRAS CLAVE: Diseño Sismorresistente. Ductilidad. Daño.

SUMMARY

Codes and standards have a classification of the seismic load level and response associated to an structure and its location. The response is associated to the acceptable damage

limit state for the resisting structure as well as for the non-intentional structural elements. In general, the levels (earthquake - damage) are qualitatively defined although there is not a clear quantitative definition. The damage is defined after the level of loading is established.

An objective design (DO) (a design with a variety of states) indicates the necessity of incorporating in the numeric stage new concepts such as energy and damage index, among others. In this work the nonlinear response of a built structured is analyzed based on the serviceability limit state (ELF - p = building life period) and the ultimate limit state (ELU - p = 500 years). An approximate methodology to defined the loading for each limit state is proposed and it is demonstrated that the code-designed building do not satisfies the necessary conditions for a good seismic design.

1. INTRODUCCIÓN

El inadecuado comportamiento durante recientes terremotos de algunos edificios diseñados de acuerdo a los vigentes códigos sismorresistentes (Turquía, Grecia, Taiwán), ha dado lugar a comparaciones, intensas discusiones y a la necesidad siempre presente, de revisar las normativas, analizando la forma en que el diseño sismorresistente es concebido.

Estos últimos terremotos, de gran magnitud, han comprometido la estabilidad de las estructuras siendo sus respuestas bastantes diferentes, fundamentalmente de acuerdo

a tres conceptos: la calidad de los materiales constructivos y el control de obra, la influencia del suelo y/o topografía (una vez más) y la cuantificación de la acción sísmica y proceso de cálculo utilizado (código propio).

Los objetivos generales del diseño son claros y ya existe en la mayoría de los códigos una clasificación de niveles de carga sísmica y respuesta aceptable para una estructura. Esta respuesta se refiere a estados límites de daños aceptables para la estructura resistente principal y para los componentes no intencionalmente estructurales (llamados generalmente no estructurales).

Ahora bien, estos niveles (terremoto-daño) aunque son definidos en una forma cualitativa, no son claramente prescritos cuantitativamente hablando. Los niveles de "terremoto" deberían ser definidos con precisión (en general, partiendo de estudios estadísticos), para que el proyectista sepa con claridad qué tipo de movimiento cabe esperar para su estructura, lógicamente, para diferentes periodos de retorno. Considerando estos datos de partida, es cuando se puede evaluar de forma más o menos cierta el "daño" que se producirá.

2. VERIFICACIÓN POR ESTADOS

El *Índice de Daño* es un parámetro evaluador del daño estructural asociado generalmente a deformaciones en el rango plástico (corrimientos, giros). El "daño" aceptable en una estructura, está basado, lógicamente, en un criterio resistente de seguridad pero además, en otros como: economía e impacto social del daño. Abordando con profundidad un Diseño Objetivo (DO), entendido como un diseño con verificaciones en distintos estados de análisis, se ve la necesidad de incorporar en la fase numérica, conceptos de energía (suministro-disipación) e Índice de Daño.

Actualmente para muchos códigos, en el análisis de algunas estructuras singulares, definidas como esenciales (algunas de las definidas en nuestra norma como de Especial Importancia), prácticamente no se debe tolerar ningún tipo de daño y se acuerda un restrictivo Estado Límite de Servicio (ELS) —presas hidroeléctricas, centrales nucleares, etc.—. En las estructuras en general, y para sismos pequeños (muy frecuentes), deberemos esperar una respuesta elástica y muy poco daño de elementos no resistentes.

Para sismos moderados a medios, se acepta que no debe existir daño estructural y limitados daños de componentes no estructurales (estado definido en nuestra norma como: periodo de retorno = vida útil estructura). En este estadio, la estructura también permanecerá en el campo de la respuesta elástica y se considera que se encuadra dentro un ELS para la estructura.

Cuando se considere un nivel de sismos mayores (para nuestra norma, periodo de retorno = 500 años), deberemos asumir daños estructurales pero sin llegar al colapso de la estructura, es decir, un Estado Límite Último (ELU). Son aceptadas deformaciones en el rango plástico y el nivel de daño debe estar limitado por la posibilidad de reparación de la

estructura, entendiendo por posibilidad tanto sea una evaluación desde el punto de vista técnico como económico de la reparación del daño. Además de esto, claro está, se debe asegurar que no habrá posibilidad real de pérdidas de vidas humanas.

En el primer caso (estado lineal) es relativamente sencillo definir y fijar el daño que es tolerable. En principio, no deben existir daños estructurales y sólo se acepta (desde un criterio puramente económico) daño en los elementos no estructurales.

Para el segundo caso es más complicado. Aquí se puede aceptar daño estructural, pero la cuestión es ¿cuánto?. El rango de comportamiento no lineal de una estructura (clásica porticada de edificación) se podría considerar que se inicia con la aparición de la primera rótula plástica y acaba en un estado multi-articular y ante el fallo inminente de la estructura, aunque sin llegar a él.

Se sabe que el daño generado, está ligado a la disipación energética (elástica y plástica) que se vaya produciendo (desplazamientos, progresión de rótulas) pero, por otra parte y como se comentó, se debe tener en cuenta el aspecto económico-técnico de la reparación de la estructura, por lo que difícilmente será posible hacer uso de la máxima capacidad disipadora de que disponemos en una estructura (o ductilidad).

Este segundo estado presenta una definición de nivel de daño aceptable mucho más compleja. En este estado es evidente que se hace necesario plantear un índice de control que permita cuantificar de alguna forma, el daño producido para una aceptable progresión de rótulas desde el punto de vista de la *posibilidad de reparación*. Lo ideal sería poder contar con una relación entre ese Índice de daño utilizado y su equivalente económico de reparación, pero esto dependerá de varios factores (principalmente, de las características de la propia estructura —resistente y no resistente— y de la componente económica de sus elementos).

Ante la dificultad de estimación, especialmente en la fase de proyecto, se debe plantear alguna forma de proceder para que, como mínimo, se asegure que no se producirán plastificaciones y resultará un grado de desplazamiento (entendido como control de los elementos no estructurales — δ/H y entre pisos—) adecuado, para un terremoto de ELS y, por otra parte, nuestra estructura no colapsará ante la aparición de un terremoto de tipo destructivo (ELU).

Conceptualmente el diseño sismorresistente debe ser abordado como un problema Demanda-Suministro. Todas las demandas sísmicas relevantes en la estructura deben ser estimadas, y luego, deben ser satisfechas con adecuado suministro sísmico. En general (básicamente) se plantea como se aprecia en la Figura 1.

Todos los aspectos relevantes de la ecuación deben ser satisfechos eficientemente, tanto desde el punto de vista técnico como económico bajo las restricciones impuestas por los objetivos del diseño. Dicho en otras palabras, la ecuación debe ser explícitamente formulada para todos los niveles de diseño considerados (diseño objetivo).

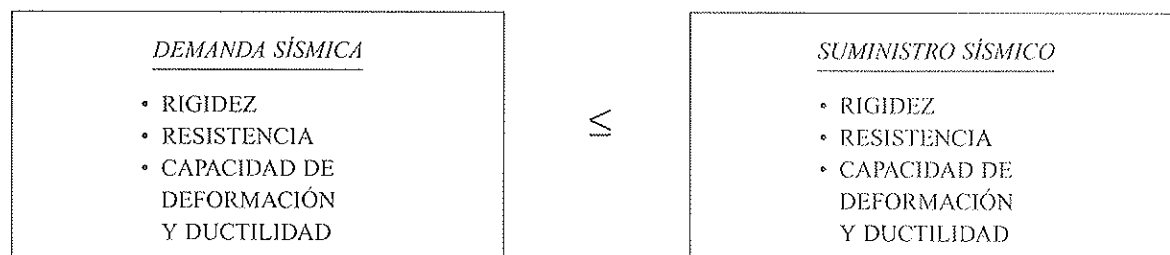


Figura 1. Ecuación Demanda-Suministro.

3. USO DE UN ÍNDICE DE DAÑO

El control de daño en un edificio es una tarea compleja porque es difícil cuantificar cada parámetro de respuesta que se considere y además, porque existen muchos parámetros que pueden ser instrumentados en la determinación del nivel de daño de una estructura.

Algunos de los parámetros utilizados son la deformación (entre pisos y total), velocidad relativa, aceleración absoluta, energía de disipación plástica y energía de disipación por amortiguamiento (viscoso o histerético).

El control del nivel de daño en una estructura consiste en limitar su máxima respuesta (problema de máximos), por lo que se trata de establecer límites a los máximos de los parámetros considerados y suministrar las características mecánicas a la estructura para que verifique su respuesta dentro de estos límites establecidos.

Uno de los índices más utilizados para estructuras porticadas de tipo dúctiles es el desarrollado por Park y Ang (Park et al, 1987). Este índice se define como:

$$DMI_{PA} = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \frac{E_{Hh}}{F_y \cdot \delta_u} \quad (1)$$

Donde es:

DMI_{PA} = índice de daño de Park y Ang

δ = máximo desplazamiento lateral

δ_u = desplazamiento lateral último

E_{Hh} = energía de disipación plástica

F_y = fuerza de fluencia

β = parámetro experimental ($\cong 0,15$)

A partir de esta relación, los autores indican que:

- para $DMI_{PA} \leq 0,4$, puede interpretarse como estructura con poco daño y, por lo tanto, como reparable,
- para $0,4 < DMI_{PA} \leq 1,0$, estructura con gran daño y no reparable, y finalmente,
- para $DMI_{PA} \geq 1,0$, colapso.

De acuerdo con los niveles de daño asumidos desde los distintos estados límites (para cada nivel de movimiento), debe ser posible determinar el valor del índice para cada uno de los estados. Luego, será posible estimar las características mecánicas (usualmente, rigidez, resistencia y ductilidad) que necesitan ser suministradas a la estructura, haciendo que sus máximos estén limitados a valores consistentes con el nivel de daño estructural implicado para el valor de DMI_{PA} seleccionado.

4. EJEMPLO DE COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURA CONSTRUIDA

Las estructuras de edificación son espaciales, y analizar su comportamiento a través de sus estructuras planas componentes sólo es posible si existe una disposición simétrica tanto en términos de rigidez como en términos de resistencia y ductilidad. En estructuras donde el comportamiento flexional es dominante (estructura de barras) existen parámetros ideales para el control sobre los tres elementos mencionados, y son: capacidad seccional (momento flector vs esfuerzo normal) y deformabilidad seccional (momento flector vs curvatura seccional), por lo que, tenerlos presente en el prediseño es fundamental.

En el caso considerado se analizará un pórtico (2D) tipo, extraído de un edificio construido. Esta simplificación se justifica plenamente por la regularidad y simetría de la estructura, y además, porque considerar una estructura en 3D podría oscurecer los conceptos y conclusiones que se pretenden obtener de este trabajo. A esta estructura se le aplicarán dos acelerogramas que representan los niveles de movimiento que se pueden considerar para la estructura en ELS y ELU. A partir de estas acciones se analizará el comportamiento de la estructura con el DMI_{PA} resultante y el valor de la ductilidad desarrollada (como una aproximación de cantidad de energía anelástica disipada). Además, este estudio permitirá verificar las relaciones de ductilidad global y seccional y compararlas con las relaciones teóricas que se indican o proponen generalmente para ellas. Por otra parte, se podrá evaluar la desplazabilidad y el daño producido por desplazamientos entre pisos en elementos no estructurales.

La estructura ha sido dimensionada siguiendo las recomendaciones que daba la EH-91 y con la NCSE-94 (provincia de Granada), con una ductilidad de 4 (estructura muy dúctil) y se ha realizado la reducción de acción sísmica correspondiente (Figura 2). Por otra parte, se ha prestado

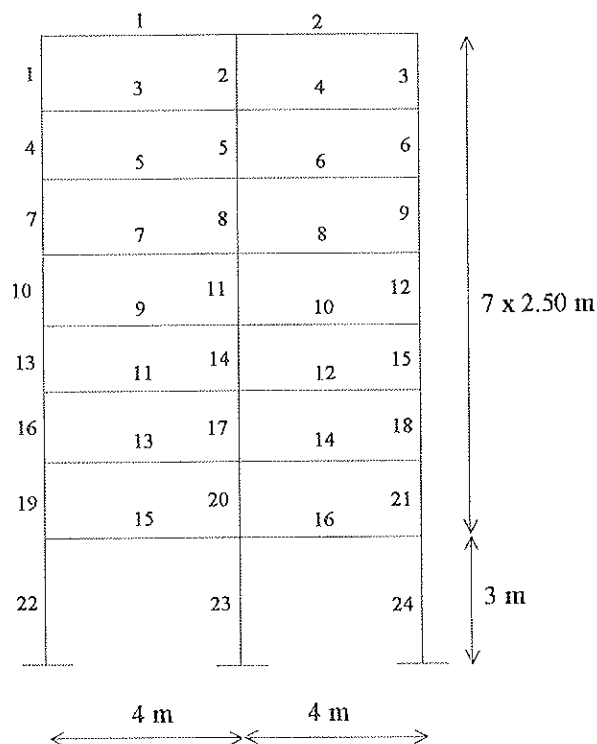


Figura 2. Estructura tipo analizada con número de vigas y columnas fijados.

especial atención a las recomendaciones que da la NCSE-94 en su Apdo. 4.4, para $a_c > 0,16$ g y referentes a detalles dúctiles, y se han utilizado los procedimientos del cálculo estático equivalente simplificado, recogidos y aceptados en la norma.

Las características dimensionales de los elementos se presentan en las siguientes tablas, en donde se reflejan solamente los valores en las zonas potenciales de plastificación (dos cantos desde el borde del nudo):

Se indica por f y s , el vuelo o ala lateral superior de losa considerada y su espesor, respectivamente. Debe observarse la densificación de armadura transversal colocada, a fin de garantizar el agotamiento flexional en la rótula.

La estructura tipo considerada es el representado en la Figura 2.

Los ciclos histeréticos $\sigma - \varepsilon$ de las rótulas, se consideran con una modelización bilineal (Lin, W-J, 1998- ALLADIN), con endurecimiento post fluencia y esquemáticamente se ve en la Figura 3.

La función de disipación de energía inelástica producida en las articulaciones utilizada, viene dada por una función de histéresis definida por los 4 índices sugeridos por Kunnath, S., et al. (1992) y Reinhorn y Del Valle (1995). Estos índices representan:

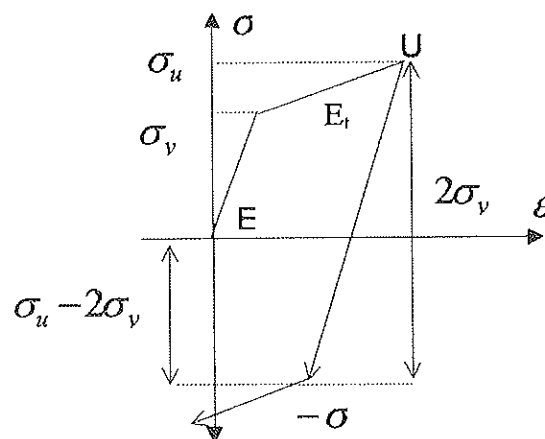


Figura 3. Esquema de modelo seccional histerético $\sigma - \varepsilon$ bilineal utilizado.

Tabla 1. Geometría y armado de Columnas

Pilares:

Sección Tipo	h (mm)	b (mm)	$A_s/2$ (mm ²)	Estribos	Nº Columnas
1	300	300	202	ϕ 8 c/75 mm	1 - 9
2	350	300	247	ϕ 8 c/75 mm	10 - 18
3	400	300	324	ϕ 8 c/75 mm	19 - 24

Tabla 2. Geometría y armado de vigas

Vigas (con influencia de la losa de entrepiso):

Sección Tipo	h (mm)	b (mm)	f (mm)	s (mm)	A_{sc}/A_{st} (mm ²)	Estribos	Nº Vigas
1	350	300	150	50	350/402	ϕ 6 c/50 mm	1 - 4
2	400	300	150	50	400/580	ϕ 6 c/50 mm	6 - 16

1. Índice de rigidez (E).
2. Índice de sobrerresistencia (E_r).
3. Índice de energía (ϕ) y
4. Índice de desplazamiento (ξ)

Los autores citados aconsejan considerar distintos valores para vigas y columnas (considerando una mayor disipación en vigas) y siguiendo sus valores recomendados, hemos tomado para las vigas, 8; 0,1; 0; 1,0 y para las columnas, 1; 0,1; 0; 1,0, respectivamente, para, E , E_r , ϕ y ξ . Un ejemplo esquemático de los ciclos resultantes con los valores adoptados y donde se puede apreciar la diferente capacidad disipadora supuesta es la que se encuentra representada en la Figura 4.

A partir de las medidas constructivas (de diseño) adoptadas y sugeridas por la NCSE 94 para las zonas de posible plastificación en pórticos (que se corresponde con un concepto de diseño por capacidad) estos modelos sugeridos son representativos del posible comportamiento seccional que tengamos en vigas y pilares.

5. ANÁLISIS DE LA ACCIÓN SÍSMICA A CONSIDERAR

5.1 Espectro de respuestas elástico (ERE)

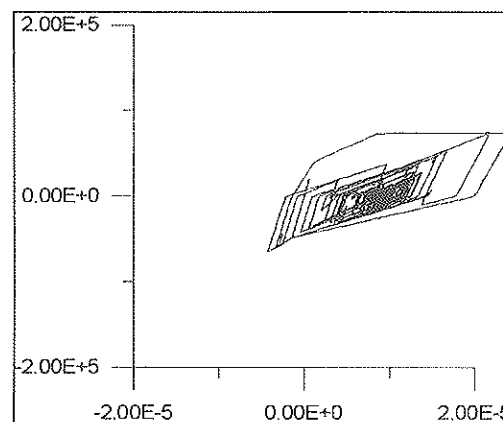
Así como en un elemento de hormigón armado se debe diseñar de acuerdo a la verificación de dos estados límites (ELS y ELU), según se trate de cargas de servicio o últimas, así también en la verificación sismorresistente, se deben abordar indefectiblemente dos estados al menos, el que corresponde a una acción de servicio y el que se corresponde a un valor último, aunque se haga la simplificación de suponer que los dos estados tendrán distintos valores de aceleración máxima pero igual distribución frecuencial y adoptando como patrón (por ejemplo) el ERE de la NCSE-94.

Se supone que los dos acelerogramas tienen un espectro compatible con el de la norma, cuando en realidad se sabe bien que los distintos niveles de excitación, dados como aceleraciones máximas, por ejemplo, pueden hacer variar significativamente la forma del espectro, especialmente por el efecto local del suelo, con comportamientos no lineales (amplificaciones en bajas frecuencias y reducciones en altas).

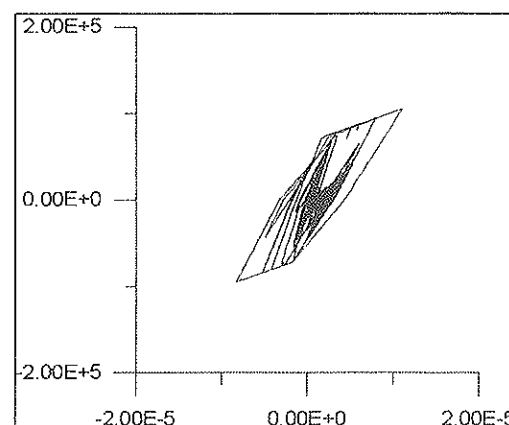
La NCSE-94 tiene en cuenta (aunque de una forma simplificada) el efecto del tipo de suelo, con un coeficiente de suelo (C), aunque sólo en ELU.

A partir de la localización del edificio considerado (provincia de Granada) y siguiendo los pasos que nos permitan definir el ERE, hemos hallado el espectro de cálculo (ELU) (Fig. 5), a partir de:

$a/g = 0,24$		$\sigma(T_0) = 2,2$
$K = 1$	Los valores del	$T_0 = 0,2 \cdot \text{seg}$
$\rho = 1$	espectro son \rightarrow	$T_1 = 0,506 \cdot \text{seg}$
$A_c = 0,24$		$T_i = 0 \cdot \text{seg}$
$\xi = 5\%$		$T_r = 3 \cdot \text{seg}$
$C = 1,4$ (suelo Tipo II)		$PSA_{max}(T) = 0,528 \cdot g$
$\mu = 1$ (ERE)		$PSA_{max}(T) = 517,97 \cdot \text{gals}$



a)



b)

Figura 4. Ejemplo de ciclos de histéresis $\sigma - \epsilon$ tipos resultantes para vigas (a) y pilares b)

Que dará :

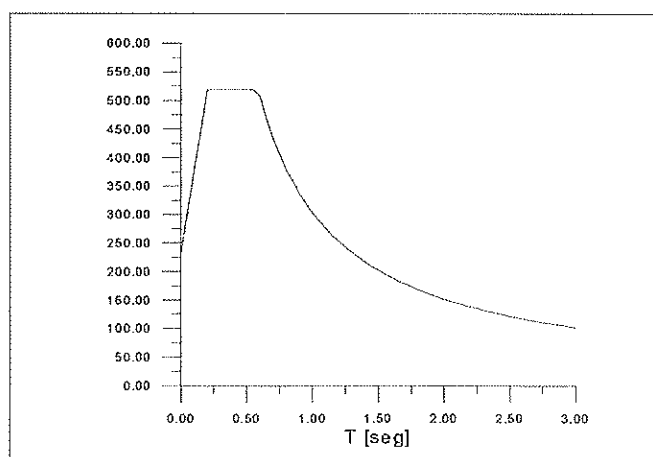


Figura 5. ERE - NCSE-94 (ELU) analizado.

Considerando pues, que no existirán fenómenos locales de no-linealidad (algo que podríamos tolerar para los niveles de terremotos medios-bajos que tenemos en la península) y que exista una proporcionalidad entre los espectros, sólo resta definir claramente los valores de aceleraciones de cálculo que

se adoptarán. Utilizando las definiciones dadas por la normativa, y adoptando el caso de construcción de Normal Importancia (con vida útil de $t = 50$ años), se deducirían las aceleraciones como:

- para ELU:

$$a_u = a_b (T/50)^{0,37} = a_b = 0,24g = 235,44gals$$

con:

$$T_u = 10 \cdot t = 500 \text{ años (período de retorno)}$$

$$P_u = 1 - e^{-t/T_u} = 1 - e^{-0,1} = 0,095$$

$$P_u \approx 0,10 \text{ (probabilidad de excedencia en 50 años)}$$

- para ELS:

$$a_s = a_b (t/500)^{0,37} = 0,4266 \cdot a_b = 100,44gals$$

con:

$$T_s = 1 \cdot t = 50 \text{ años (período de retorno)}$$

$$P_s = 1 - e^{-t/T_s} = 1 - e^{-1} = 0,632$$

$$P_s = 0,632 \text{ (probabilidad de excedencia en 50 años)}$$

Se definen claramente los valores de aceleración máxima para cada estadio (denotando u y s como último y servicio) y sus probabilidades de excedencia para el período de retorno considerado.

5.2 Acelerogramas artificiales generados

A partir del ERE se ha obtenido un conjunto de acelerogramas compatibles, en ELU. Se han tomado distintos valores de duración e iguales valores de aceleración y amortiguamiento (5%) para todos ellos (Figura 7). Se ve en Figura 6 el espectro de uno de ellos ($t_{max} = 20$ seg), como ejemplo.

Los acelerogramas obtenidos se encuentran recogidos en la Figura 7.

Se ve que la coincidencia de espectros no es exacta. Nuestra norma sugiere que en todos los puntos, el espectro artificial debe ser como mínimo el 90% del de la norma. En esta aproximación existen algunos puntos en que esta premisa no se cumple, para $T = 0,49$ seg y $1,50$ seg, en donde se ronda el 80% (debido a problemas de convergencia), pero a pesar de todo, se considera que el ajuste es bueno porque se hace innecesario afinar más el proceso, frente a otras aproximaciones y suposiciones que se están considerando. Por otro lado se han hallado 3 acelerogramas para distintos valores de tiempo máximo (20; 10 y 8 seg). La NCSE-94 no es explícita respecto la duración que se debe considerar en los acelerogramas artificiales, sin embargo, se sabe de la gran influencia que este parámetro tiene en la cantidad de energía de entrada que deberá soportar la estructura a analizar. Tomaremos como referencia la formulación que Housner introdujo en 1956 (para energía elástica):

$$E_D = \frac{1}{2} \cdot m (S_{pv})^2 \quad (2)$$

donde es:

E_D = Energía elástica

S_{pv} = Seudo-velocidad lineal elástica

m = masa

Habitualmente se supone que la respuesta elástica máxima E_D , por lo que puede utilizarse como la máxima energía inelástica (E_I) para un sistema inelástico. Esta simplificación, no obstante, es una estimación más razonable para terremotos de tipo impulsivo y para estructuras en el rango de períodos largos ($T \geq 1.0$ seg) (Bertero V., 1992).

Analizando los valores normalizados de E_I/m para los acelerogramas y comparándolos, por ejemplo, con los de Centro (N-S, 1940), quedan los espectros reflejados en la Figura 8.

En la Figura 8 se puede observar cómo varían los niveles de entrada de energía para los diferentes períodos en que se considere una estructura. Para los acelerogramas hallados, se ve claramente que los valores máximos están en los períodos

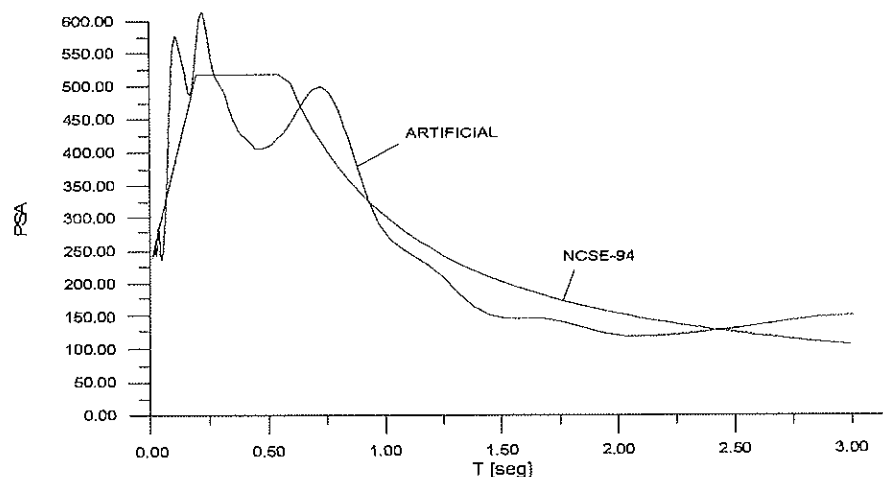


Figura 6. ERE (PSA) - NCSE-94 y espectro compatible artificial.

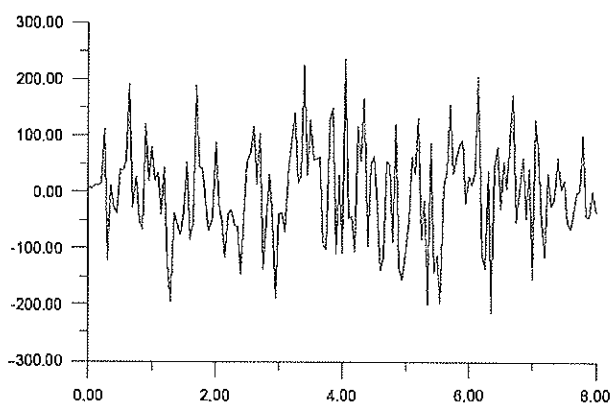
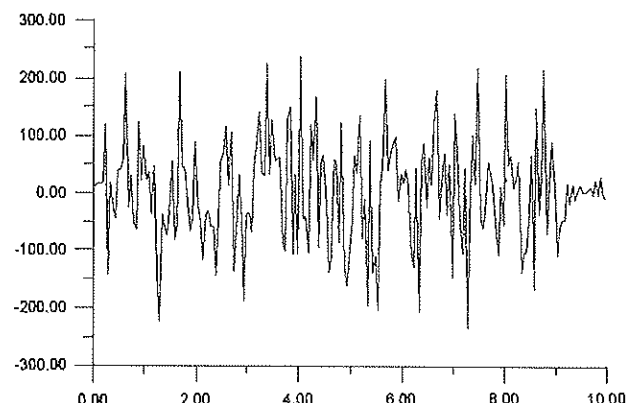
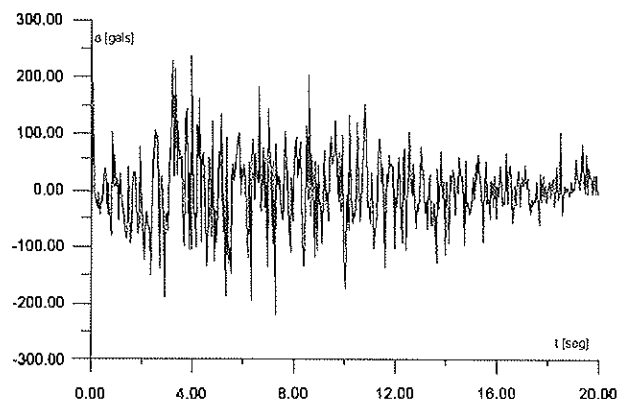


Figura 7. Acelerogramas artificiales obtenidos para 20; 10 y 8 seg de duración.

mayores a 2 seg y además se manifiesta con claridad la influencia en los valores de energía para acelerogramas de 20 y 10 seg de duración. Para el terremoto de El Centro, los máximos más peligrosos están alrededor de 0,5 - 1,5 seg. La distribución frecuencial de las curvas indica que resultan más castigadas estructuras muy diferentes, respecto a sus características dinámicas iniciales y/o a su comportamiento de degradación de rigidez.

Para este trabajo se adopta el acelerograma de 20 seg y no se realiza ningún tratamiento sobre él aunque se han cortado algunos picos en los últimos instantes del mismo para darle un aspecto más real, respecto a registros acelerométricos verdaderos (Figura 7).

6. ANÁLISIS TEMPORAL DE LA ESTRUCTURA

Se han seleccionado 11 estados de carga que se corresponden a distintos porcentajes (k) de la carga para aceleración en ELU (a_u), es decir:

$$k = a / a_u$$

Se aplican los respectivos acelerogramas (4000 puntos a 0,005 seg.) a la estructura y se hace el análisis con un incremento de 0.005 segundos, obteniéndose la respuesta estructural en cada incremento.

Los resultados numéricos fundamentales se incluyen en Tabla 4, y pueden verse los estados finales de la estructura para cada caso de carga analizado y, por otro lado, un desarrollo de los ciclos de histéresis para las vigas y columnas más solicitadas en cada caso.

El primer punto a comentar es que la estructura soportará grandes valores de energía de entrada prácticamente luego de producirse la 1ª rótula (estado 1), donde vemos que la degradación de rigidez hace ir el período fundamental de 0,70 a 1,95 (recordar que la zona peligrosa está a partir de 2 seg) (ver. Figura 8 y Tabla 4). Los esquemas de rotura obtenidos permiten ver la progresión de articulaciones al aumentar la

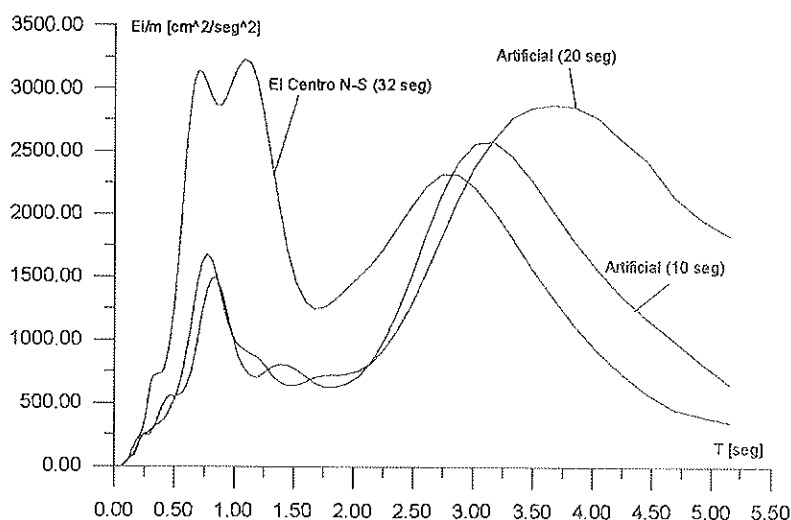


Figura 8. Comparación de energías de entrada en los acelerogramas artificiales obtenidos para 20 y 20 seg y para El Centro 1940.

Tabla 4

Estado	k (a / au)	D _{8MAX} (mm)	Δ _{ENTMAX} (por mil)	Δ _{8MAX} /H (por mil)	μ ₈	Máx μ ₀ en viga / col.	DMI _{pn}
0	0,05	16,88	1,5	0,82	1	1	0,011
1	0,1	32,28	3,2	1,57	1,07	2,14	0,022
2	0,2	71,31	8,5	3,47	2,28	2,56	0,054
3	0,3	99,47	12,0	4,85	2,77	3,27	0,075
4	0,4	132,46	16,6	6,46	3,85	6,28	0,099
5	0,5	166,59	21,4	8,12	6,68	15,12	0,14
6	0,6	237,07	30,7	11,56	9,50	17,15	0,20
7	0,7	365,28	47,4	17,81	15,36	23,78	0,32
8	0,8	435,05	57,9	21,22	17,12	28,65	0,37
9	0,9	532,18	72,9	25,96	21,68	39,75	0,45
10	1,0	659,55	93,6	32,17	26,27	46,50*	0,55

k: valor que afecta la aceleración máxima de cálculo aplicada (a / a_u).

Δ_{8MAX}: desplazamiento horizontal máximo del último nivel (Nivel 8).

Δ_{ENTMAX}: desplazamiento máximo entre pisos (drift story).

μ₈: ductilidad global desarrollada definida como el máximo despl. dividido por el despl. en la 1ª fluencia

μ₀: ductilidad seccional o de curvaturas máximas para vigas y columnas definida como cociente de curvaturas última y fluencia.

DMI_{pn}: Índice de daño de Park y Ang (modificado).

Estado	k (a / au)	Fisuración		Plasticación / Rótulas					Período Propio Fundamental					
		1º viga (seg)	1º col. (seg)	1º viga (seg)	1º col. (seg)	Total vigas	Total col.	Total rótulas	T _i (seg)	T _{1vc} (seg)	T _{1cc} (seg)	T _{1vy} (seg)	T _{1cy} (seg)	T _f (seg)
0	0,05	3,385	---	---	---	---	---	---	0,70	0,70	---	---	---	0,70
1	0,1	2,405	3,125	3,455	---	4	---	4	0,70	0,70	0,88	1,09	---	1,94
2	0,2	0,200	2,285	3,115	3,560	10	4	14	0,70	0,70	0,75	1,14	1,63	2,23
3	0,3	0,165	0,575	2,315	3,560	13	6	19	0,70	0,70	0,91	1,02	1,63	2,54
4	0,4	0,150	0,190	1,495	2,415	14	7	21	0,70	0,70	0,80	1,10	2,04	3,06
5	0,5	0,140	0,165	0,225	1,635	15	7	22	0,70	0,70	0,76	1,03	1,67	3,38
6	0,6	0,120	0,155	0,190	1,610	18	8	26	0,70	0,70	0,77	1,03	1,56	3,71
7	0,7	0,070	0,150	0,175	1,605	18	12	30	0,70	0,70	0,78	1,00	1,73	3,93
8	0,8	0,055	0,145	0,170	0,265	18	17	35	0,70	0,70	0,80	1,02	1,48	4,44
9	0,9	0,050	0,135	0,160	0,240	18	19	37	0,70	0,70	0,83	1,00	2,00	4,72
10	1,0	0,045	0,130	0,155	0,190	18	23	41	0,70	0,70	0,85	1,01	1,70	4,90

T_{1vc}: Período propio fundamental con la 1ª viga fisurada.

T_{1vy}: Período propio fundamental con la 1ª viga en fluencia.

T_i: Período propio fundamental final.

T: Período propio fundamental de la estructura sin fisurar.

T_{1cc}: Período propio fundamental con la 1ª col. fisurada.

T_{1cy}: Período propio fundamental con la 1ª col. en fluencia

carga dinámica. En los estados de los casos $k = 0,8$; $0,9$ y 1 , se debe considerar que la estructura ya ha fallado. En estos casos se producen curvaturas inadmisibles (en articulaciones) para las características resistentes y deformacionales de los materiales (3,5 y 10 por mil), lo cual es previsible pero, por otro lado, se han producido peligrosos mecanismos de piso (articulaciones de columnas en pie y cabeza –piso débil–) que pueden hacer inadmisibles la estabilidad. En el estado $k = 1$ se produce un $DMI_{pa} = 0,55$ y esto indicaría que la estructura difícilmente sea reparable ($> 0,4$), aunque no colapsa.

En la tabla 4 se ve, además, que para los casos de $k > 0,4$, los valores de ductilidad global que son necesarios suministrar a la estructura son mayores que 5 (cuando ha sido diseñada con 4) por lo que en realidad estos estados también son inadmisibles (aunque se alcancen valores de desplazamientos laterales aceptables). No obstante, debe tenerse en cuenta que la verdadera ductilidad última desarrollada (debido a los detalles dúctiles a que obliga la Norma) puede llegar a 8 -10, similar a la Norma ACI actual.

Sin embargo, la estructura considerada no tiene que soportar estos niveles de carga (y eso se está verificando). El nivel de carga que aproximadamente la estructura debería ser capaz de soportar, en ELU, es de $0,2$ a $0,3 a_u$ y en ELS, la aceleración que se debe considerar es del 42,66 % de la última, con lo que el estado de análisis correspondiente es el determinado para un valor de $0,1 a_u$.

Recordar que se había hallado:

$$a_u = a_b = 0,24g = 235,44 \text{ gals}$$

Analizaremos pues, como "reales", los estados que corresponden a los coeficientes $k = 0,3$ y $k = 0,1$ (ELU y ELS, respectivamente). Extrayendo los resultados hallados desde la Tabla 4, se tiene (Tabla 3):

Se ve que para el estado 3, se desarrolla una $\mu_\delta = 2,77$ (alrededor de 3) y verifica la máxima ductilidad disponible que hemos supuesto para la estructura, de valor 4. Las ductilidades locales de curvatura (3,27/2,98) adoptan valores

asumibles para las secciones ya que se considera una μ_δ última de alrededor de 15 a 20, para vigas, y 10 a 15, para columnas (debido al pseudo-diseño por Capacidad al que obliga la norma - Apdo. 4.4 -).

Los DMI_{pa} de los 2 estados, indican una estructura con poco daño y reparable, y esto se pone de manifiesto por el buen control de los desplazamientos laterales, por un lado, y por una buena distribución o propagación de rótulas, que impiden altos valores de ductilidad local concentrados.

7. CONCLUSIONES

En Figuras 9 y 10 se ven los esquemas de la distribución final de rótulas y fisuras en los dos casos. Se indican fisuras (cuadrados) y rótulas (círculos). En ELU, Figura 9, se observa que de forma acertada en el diseño, se producen 13 rótulas en vigas y sólo 6 en columnas. Sin embargo, algo preocupante es que se han plastificado las bases de las 3 columnas de la primera planta cuando existen aún muchos puntos de articulación disponibles en la estructura. Este hecho conlleva suponer que este estado debería ser supuesto como un estado de rotura (aunque numéricamente hablando no se asume como tal) dado el peligro de inestabilidad que se induce, especialmente por efectos $P-\Delta$ debidos a cargas gravitatorias - aunque han sido tenidos en cuenta en el cálculo- y por lo tanto, un diseño más sano debería proceder a redimensionar secciones, evaluando resistencia y rigidez de las columnas de plantas inferiores (en este caso parecería ser suficiente un aumento de resistencia).

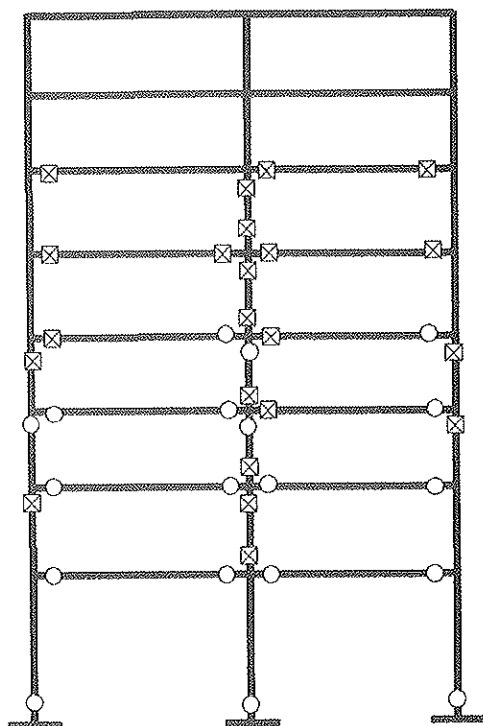
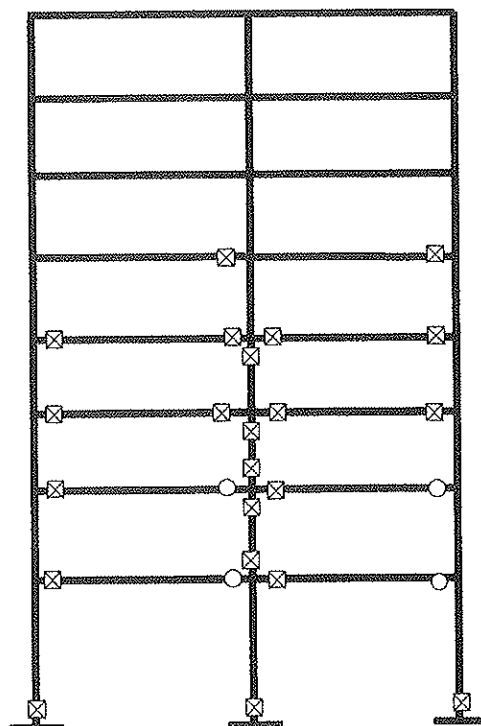
Para ELS, Figura 10, puede verse en tabla que se halla un desplazamiento máximo que implica una relación desp./altura de alrededor de 1,6 por mil (lo que es aceptable) y una relación Δ_{ENTMAX} del 3,2 por mil, muy buena respecto a los valores que usualmente se consideran en los códigos como capaces de generar daños a elementos no estructurales (6 a 10 por mil), aunque actualmente se tiende a adoptar límites inferiores.

Sin embargo, la premisa de que no exista daño estructural no es cumplida ya que vemos que se forman 4 rótulas que,

Tabla 3. Resultados de estados 1 y 3

Estado	k	Δ_{8MAX} (mm)	Δ_{ENTMAX}/H (por mil)	D_{8MAX}/H (por mil)	μ_δ	Máx μ_δ en viga / col.		DMI_{pa}
1	0.1	32.28	3.2	1.57	1.07	2.14	1	0.022
3	0.3	99.47	12.0	4.85	2.77	3.27	2.98	0.075

Estado	k	Fisuración		Plastificación / Rótulas				
		1º viga (seg)	1º col. (seg)	1º viga (seg)	1º col. (seg)	Total vigas	Total col.	Total rótulas
1	0.1	2.405	3.125	3.455	---	4	---	4
3	0.3	0.165	0.575	2.315	3.560	13	6	19

Figura 9. ELU ($a_c = 0,3 a_u$)Figura 10. ELS ($a_c = 0,1 a_u$)

aunque posean una máxima curvatura (la mayor) que da $\mu_0 = 2,14$ (muy inferior a su capacidad última) y con ello $\mu_s = 1,07$ (casi elástico), deben ser consideradas como daño estructural.

Se ha verificado que para un valor de $0,082 a_u$, se produce sólo una rótula, la primera, por lo que el ELS debería ser asumido para aceleraciones máximas menores a $0,082 a_u$. Según el diseño adoptado, se tiene un umbral de aceleración en el valor $0,082 a_u$, donde se verifica que:

- para valores menores a él, la estructura no sufre daños no estructurales ni estructurales (permanece sin daño). Este estado está caracterizado en las normas como el correspondiente a sismos muy frecuentes a frecuentes (período de retorno menor que vida útil de la estructura), y
- para valores superiores al umbral, aparecen daños de los dos tipos, lo que nos lleva a suponer que es un ELU (aunque podamos llegar a admitir una aceleración mucho mayor - $0,3 a_u$ o más -).

De todo esto se desprende que hay un estado intermedio (en ELS) en el que se deben aceptar daños de elementos no estructurales solamente, que no puede ser referido con nuestra estructura ante este esquema de cargas sísmicas.

Si se hubiera utilizado sólo un criterio de verificación en ELU, veríamos que la estructura verifica para su carga asumida, $0,3 a_u$ (y se puede llegar hasta $0,4 a_u$ incluso) y por lo tanto, fácilmente se comprende que su diseño debería ser aceptado, pero después de todo el análisis, se ve que esta estructura no cumple los requisitos exigidos para un buen diseño, por lo que debería ser redimensionada.

Queda reflejada así, la importancia que tiene un concepto claro del diseño sismorresistente en cuanto al análisis, diseño y verificación por estados (DO) y, por otra parte, la necesidad de adaptar métodos numéricos y algoritmos que permitan al proyectista trabajar bajo hipótesis más realistas (análisis dinámico temporal y no lineal) que, aún con aproximaciones, seguramente será una herramienta mucho más eficaz que un análisis lineal (modal) y que las simplificaciones de cargas equivalentes a nivel estático que en la mayoría de las ocasiones se utilizan en la práctica.

Sin embargo, dada la complejidad que puede acarrear este análisis a la hora de su aplicación práctica, sería deseable poder desarrollar métodos simplificados para evaluar correctamente el diseño sísmico de estructuras utilizadas habitualmente en edificación.

8. REFERENCIAS

- ALLADIN. (1998). Modern Computational Environments for Seismic Analysis of Highway Bridge Structures. W-J Lin. Department of Civil Engineering. University of Maryland. College Park.
- Bertero, V. (1989). Lecciones aprendidas en terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones. 1ª Conferencia Internacional Torroja 1989. Monografía. CSIC. España.
- Catalán, A. Análisis de la ductilidad seccional en el diseño sismorresistente. Coloquios AEIS. Febrero, 1998.

Catalán, A y Bozzo, Luis. Valores de ductilidad y desplazamientos desarrollados en un edificio de H° A° (ELS y ELU). Análisis temporal de la migración de rotulas. 1^{er} Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Murcia. Abril, 1999.

EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado. España. 1995 (Norma derogada por la EHE desde 01/07/99).

Kunnath, S., Reinhorn, A. and Lobo, R. (1992). Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structure.

(IDARC). Dep. Of Civil Engineering. State Univ. NY at Buffalo. Buffalo. NY.

Miranda, E. (1998). Strength Reduction factors in performance-based design. NISEE. University of California. Berkeley.

NCSE-94. NBE-AE-88 (Anejo). Norma de construcción sismorresistente de España. (1994). MOPU.

Park, Y. L., Ang, A. H. and Wen, Y. K. (1987). Damage-limiting aseismic design of buildings. Earthquake Spectra. V 3. N° 1. 1-26. California.

ANIFER

(ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DE FERRALLA)

PREMIO INTERNACIONAL "JOSÉ CALAVERA"

Se convoca el Premio Internacional "José Calavera" con un importe de:

DOS MILLONES DE PESETAS (12.000 Euros)

para la MÁS IMPORTANTE APORTACIÓN A LA TECNOLOGÍA DE LAS ARMADURAS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.

El Premio se establece por ANIFER (Asociación Nacional de Industriales de Ferralla de España), y será en el futuro convocado anualmente. Lleva el nombre del Prof. J. Calavera, de la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica, en reconocimiento a la excepcional labor que el Prof. Calavera ha desarrollado internacionalmente para el progreso de la tecnología de las armaduras para hormigón.

Bases

1. El Premio se convoca para el año 2001.
2. Pueden concurrir a él todas las personas físicas o jurídicas o equipos de personas físicas o jurídicas de cualquier nacionalidad.
3. El Premio se otorgará a la más importante aportación presentada para el desarrollo de la tecnología de las armaduras de hormigón (Tecnología de Fabricación, Elaboración, Colocación, Detalles Constructivos, Sistemas de Representación, etc.)
4. Los trabajos para el Premio pueden presentarse en español o inglés.
5. Los trabajos deberán ir acompañados de un Curriculum Vitae de las personas que han intervenido en su desarrollo y todo ello deberá ser remitido en sobre cerrado a ANIFER llegando a sus oficinas antes de las 12,00 h del 30 de diciembre de 2001.
6. El Premio, único e indivisible, podrá ser declarado desierto si a juicio del Jurado ninguno de los trabajos presentados reúne el valor necesario.
7. El importe del Premio es de DOS MILLONES DE PESETAS (12.000 Euros).
8. El acto de entrega se celebrará en Madrid. La persona física ganadora (o la designada por el equipo si fuera más de una), será invitada a Madrid por ANIFER para el acto de entrega del Premio.
9. ANIFER se reserva el derecho de publicar el trabajo o un extracto del mismo por el medio que estime más adecuado.
10. El Jurado para el Premio del Año 2001 estará constituido por las siguientes personas:

Presidente: Ilmo. Sr. D. Andrés Doñate Megías

Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón

Vocales: D. Eloy Alonso Fernández (*Presidente de ANIFER*)

Prof. D. Hugo Corres Peiretti (*Escuela de Ingenieros de Caminos. U.P.M.*)

Prof. D. Enrique González Valle (*Escuela de Ingenieros de Caminos. U.P.M.*)

Prof. D. Antonio Marí Bernat (*Escuela de Ingenieros de Caminos. U.P.C.*)

Prof. D. Bernardo Perepérez Ventura (*Escuela de Arquitectura U.P.V.*)

D. Santiago Pérez-Fadón Martínez (*Director Técnico de Ferrovial*)

Secretaria: D^a Noelia Ruano Paniagua. *Ingeniero de Caminos. (CALIDAD SIDERÚRGICA)*

ANIFER - ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DE FERRALLA

C/ Bravo Murillo, 74-1.º C. 28003 Madrid (España)

Telf. 91 554 79 28 - Fax: 91 534 70 71

E-mail: anifer01@anifer.es

Utilización de amortiguadores y conectores sísmicos en puentes

Use of dampers and seismic connectors in bridges

Jacinto Forment Costa
Juan Miguel Canet
Ángel C. Aparicio Bengoechea

I.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

RESUMEN

Los terremotos han representado siempre uno de los fenómenos destructivos más temidos, pues afectan a la estabilidad última de las estructuras. La sociedad moderna ya no está dispuesta a aceptarlos como catástrofes, y la tendencia hoy en día es proveer a las estructuras situadas en zonas sísmicas críticas aparatos específicos que anulen, o en cualquier caso, moderen el efecto de los terremotos.

En este artículo se estudian los efectos que producen en distintas tipologías de puentes la implantación de dos tipos parecidos de aparatos antisísmicos: los amortiguadores y los conectores sísmicos.

SUMMARY

The earthquakes have always represented one of the most dread destructive phenomena, for they affect the last stability of the structures. The modern societies are not prepared any more to accept them as a fatality, and the trend is now to provide, for structures situated in critical seismic zones, specific devices which nullify, or at least reduce the effect of the earthquakes.

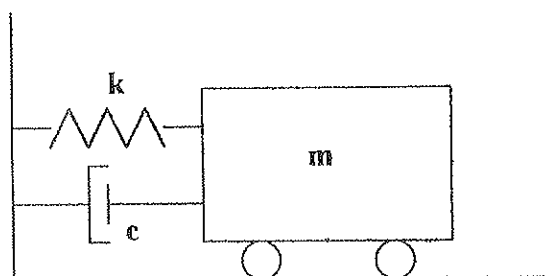
In this paper we are going to present the effects that the establishment of two similar seismic devices - the dampers and the seismic connectors - produces in different kinds of bridges.

1. INTRODUCCIÓN: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

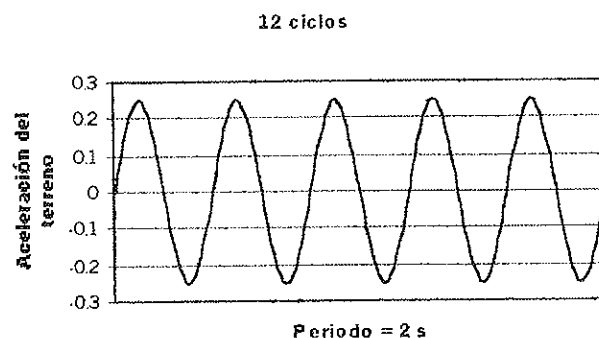
Los puentes situados en zonas de alto o moderado riesgo sísmico deben ser proyectados para hacer frente a unas sollicitaciones que, aunque se producen de forma muy infrecuente, pueden causar la ruina de la estructura. Los movimientos y aceleraciones del terreno que se producen cuando actúa un sismo excitan las estructuras, las cuales entran en vibración según diversos modos naturales propios, existiendo una frecuencia fundamental con su correspondiente modo de vibración que resulta ser la más importante. La respuesta de las estructuras a esta excitación depende de sus características dinámicas (valor y distribución de las masas y de las rigideces, amortiguación), de la interacción suelo-estructura e, incluso, del daño que ésta sufre después de la acción sísmica [1].

La aceleración horizontal de la estructura puede alcanzar valores varias veces superiores a la aceleración del terreno. Por ejemplo, si una estructura de un grado de libertad es excitada con un acelerograma sinusoidal (Figura 1), se observa que, según las características dinámicas de la estructura, las aceleraciones máximas del terreno se amplifican considerablemente en la estructura. Las aceleraciones inducidas en ésta, producen fuerzas de inercia que pueden ser de gran magnitud, y que, por tanto, pueden producir tensiones más allá de las admisibles.

Las señales de los sismos reales, aunque no son sinusoidales, contienen una serie de frecuencias principales, entre las cuales puede encontrarse la frecuencia natural de la estructu-



Estructura de un grado de libertad en la que se ha considerado un 5% de amortiguamiento



Excitación sinusoidal
Aceleración máxima: 0.25 g

Relación entre la aceleración absoluta máxima de la estructura y la aceleración máxima del terreno en función del periodo de la estructura

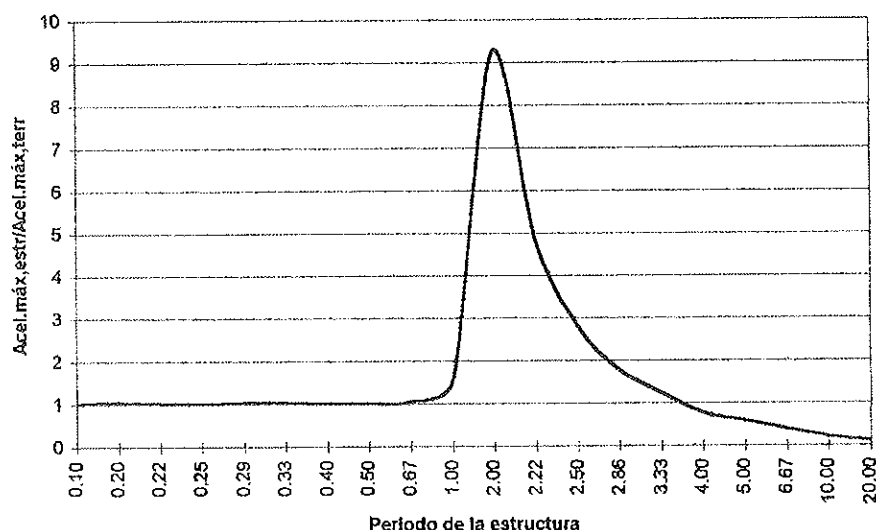


Figura 1. Amplificación de la aceleración en una estructura de un grado de libertad.

ra y, por tanto, producirse igualmente el fenómeno de resonancia.

En los puentes, el efecto de los terremotos es un incremento brusco y muy elevado de los desplazamientos o de los esfuerzos internos, o de ambos, que puede afectar directamente a su estabilidad última. Esto puede ilustrarse con los siguientes ejemplos. Imaginemos, en primer lugar, un puente de varios vanos modelado como una viga continua, con aparatos de apoyo de neopreno zunchado en todos sus apoyos (Figura 2). Ante una sollicitación sísmica elevada, el puente puede sufrir unos desplazamientos superiores a los máximos desplazamientos admisibles por los aparatos de apoyo, con lo cual la estructura perdería su vinculación con el terreno y se convertiría un mecanismo. Si se sitúa esta estructura en la zona de mayor riesgo sísmico de España y se excita con unos acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro de cálculo de la IAP (Instrucción sobre las acciones a considerar

en el proyecto de puentes de carretera) [2], se obtienen unos desplazamientos de 7 cm. Los aparatos de apoyo de neopreno zunchado colocados en esta estructura para hacer frente al resto de sollicitaciones horizontales y verticales, son tales que sus desplazamientos máximos admisibles son de 1.7 cm, por lo que se deduce la insuficiencia de tales aparatos para confiar la estabilidad horizontal de la estructura frente al sismo.

En la Figura 3, se observa un puente de varios vanos sustentado sobre pilas altas. La pila central está empotrada al tablero, mientras que el resto de pilas y estribos tienen movimientos libres. En este caso, ante sollicitaciones sísmicas elevadas, se producen grandes momentos en la base de la pila fija, con lo que las tensiones podrían superar las admisibles del material, provocando su rotura.

Realmente, la forma de resistir estas sollicitaciones es con estructuras muy monolíticas [1], empotrando las pilas y los

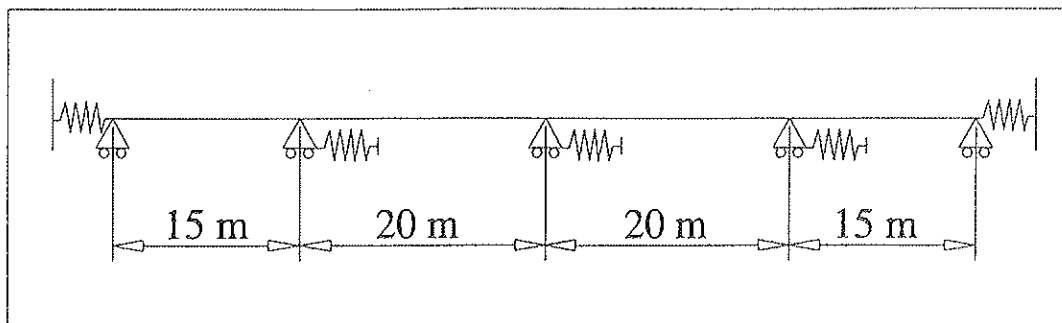


Figura 2. Puente de varios vanos con aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

estribos a los tableros, para dar mayor hiperestatismo al sistema. Así se evitan caídas o pérdidas de apoyo de los tableros y se obliga a todos los elementos a colaborar en la resistencia del sismo. Desgraciadamente, esta solución no es compatible con los movimientos lentos a los que se ve sometido el tablero, tales como fluencia, retracción y variación térmica, y que deben ser permitidos.

Por tanto, o no se colocan empotramientos, o si se colocan, deben articularse las bases de las pilas, o deben disponerse juntas intermedias cada dos o tres vanos, con los problemas que éstas ocasionan [3].

Sin embargo, recientemente han aparecido en el mercado unos dispositivos que podrían ser la solución del futuro. Estos aparatos, colocados en los puentes, ayudan a esos a resistir el sismo, a la vez que permiten los movimientos lentos a los que se ve sometida la estructura.

El objetivo principal de este artículo es mostrar cómo la incorporación de estos aparatos mejora el comportamiento dinámico de los puentes. Para ello se revisarán en primer lugar algunos conceptos del cálculo dinámico, así como algunos de los métodos de análisis empleados para resolver el problema sísmico. A continuación se describirá el funcionamiento de los dispositivos antisísmicos y, finalmente, se mostrarán algu-

nos ejemplos, comparando los resultados de puentes provistos y desprovistos de estos aparatos, lo cual nos permitirá obtener algunas conclusiones sobre su uso en puentes.

2. REVISIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS DEL CÁLCULO DINÁMICO

Ecuaciones del movimiento:

Se dice que una acción tiene carácter dinámico si su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia en las estructuras de intensidad comparable a las producidas por las fuerzas estáticas. Los movimientos sísmicos, son por tanto, según esta definición, acciones dinámicas.

Las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras se conocen con el nombre de ecuaciones de movimiento y pueden obtenerse a partir del principio de los trabajos virtuales [4]. Para una excitación sísmica cualquiera, el movimiento de un sistema de varios grados de libertad está regido por el siguiente sistema de ecuaciones:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] [J] a(t) \quad (1)$$

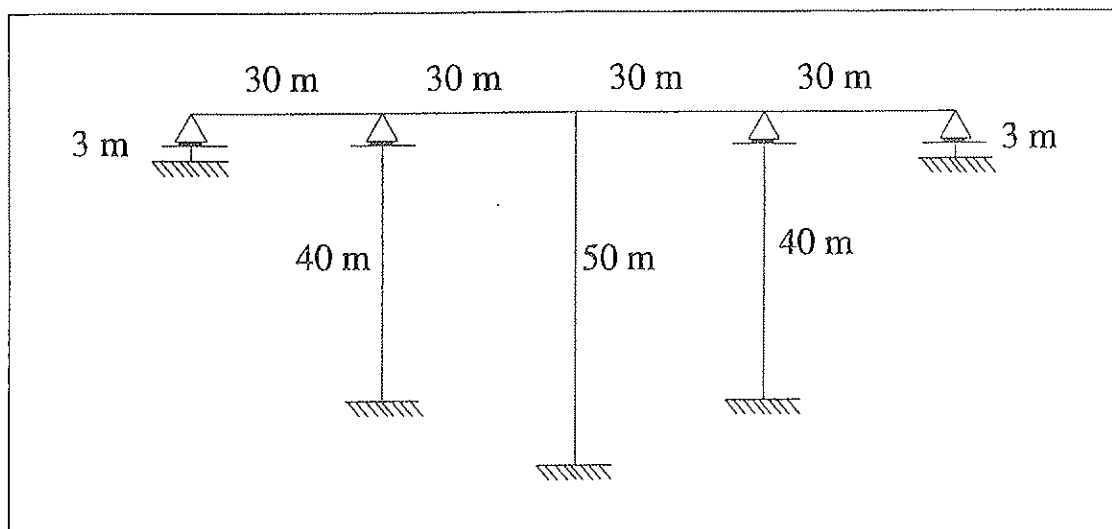


Figura 3. Puente de varios vanos sobre pilas altas.

donde $[M]$, $[C]$, y $[K]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ y $\{u\}$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura (función del tiempo), $[J]$ es un vector denominado de arrastre, que indica la dirección del sismo y $a(t)$ es la aceleración del terreno.

El principal problema del análisis sísmico es la definición de la acción sísmica, la cual sólo queda completamente descrita cuando se conocen las tres componentes de la aceleración del terreno, cosa imposible de predecir a priori. La utilización de acelerogramas de terremotos pasados ocurridos en la zona de estudio implica serios riesgos, puesto que existe una alta probabilidad de que se produzcan en la misma región terremotos con características totalmente diferentes. Sin embargo, la respuesta estructural depende principalmente de las amplitudes máximas, del contenido de frecuencias y de la duración del terremoto [5]. Por eso, en el ámbito académico, suelen utilizarse como señales sísmicas acelerogramas sinusoidales, variando su frecuencia y amplitud.

Espectros de respuesta y espectros de cálculo:

Desde los años 80 ha tenido una amplia aceptación en la práctica del diseño antisísmico el concepto de *espectro de respuesta* (o *respuesta espectral*). Expresado brevemente, el espectro de respuesta de una excitación específica es un diagrama que muestra la máxima respuesta (máximo desplazamiento, máxima velocidad, máxima aceleración, o el máximo de cualquier otra magnitud de interés) que se produce durante la excitación, para todos los sistemas posibles con un grado de libertad [6].

La gran ventaja de los espectros de respuesta es que su uso no se limita tan solo a sistemas de un grado de libertad, sino que, como veremos más adelante, pueden usarse también para el cálculo sísmico de sistemas de múltiples grados de libertad, y de hecho constituyen la base de uno de los principales métodos de análisis sísmico de estructuras.

Las normas sísmicas utilizan *espectros de cálculo* (también llamados *espectros de diseño*), conceptos muy parecidos a los del *espectro de respuesta*, pero que sin embargo conviene no confundir. Aunque la forma en que se aplican ambos espectros es la misma, la manera como se han obtenido es bastante diferente. El espectro de respuesta proporciona la máxima respuesta para una excitación específica. Sin embargo, parece muy arriesgado diseñar una estructura basándose solamente en una única excitación, puesto que pueden ocurrir en esa zona excitaciones con características diferentes. Es por eso, que las normas sísmicas no proponen un espectro de una sola excitación, sino que proporcionan un espectro ficticio, que representa la envolvente de varios espectros de excitaciones distintas, adaptadas a la región sísmica en la que se enmarca la norma [7]. Los espectros así obtenidos son llamados *espectros de cálculo* o *de diseño*, y ofrecen, al igual que los espectros de respuesta, la máxima respuesta para cualquier sistema con un grado de libertad.

Las normas suelen dar un único espectro de cálculo para toda la región sísmica, el cual se adapta a las distintas subzo-

nas de la región mediante su multiplicación por diferentes coeficientes, generalmente empíricos, que caracterizan dicha subzona a partir de criterios tales como: sismicidad, peligrosidad sísmica, importancia socio-económica, geología, etc. Utilizando otros coeficientes se acaba de ajustar el espectro a la estructura que se diseña, considerando como criterios: el tipo de estructura, su rigidez, ductilidad, las características de los materiales utilizados, el tipo de cimentación, las características de amortiguamiento, la importancia de la estructura en los instantes posteriores a los terremotos, etc.

Acelerogramas sintéticos:

Hemos señalado que la utilización de acelerogramas reales implica un alto riesgo de definición incorrecta de la acción, ya que, generalmente, no se dispone de un número elevado de registros en la zona. Sin embargo, es posible generar de forma aleatoria acelerogramas sintéticos (acelerogramas obtenidos de forma artificial) que tengan el mismo efecto sobre las estructuras que el del terremoto que se quiere simular. Aunque pueden generarse tanto acelerogramas no compatibles con espectros predefinidos como acelerogramas cuyo espectro se ajuste a uno dado, en el diseño antisísmico es mejor la utilización de estos últimos, puesto que así se tienen en cuenta las condiciones locales del terreno y de la estructura, al incorporar dichos espectros cierta información acerca de éstas.

La generación de acelerogramas sintéticos requiere la utilización de modelos matemáticos basados en la teoría de los procesos estocásticos [4]. La mayoría de los métodos que generan acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta prefijado, se basan en la posibilidad de expandir la aceleración de la señal sísmica en una serie de ondas sinusoidales:

$$\ddot{x}(t) = I(t) \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t + \phi_i) \quad (2)$$

donde ϕ_i , ω_i , y A_i son un conjunto de ángulos de fase, frecuencias y amplitudes, respectivamente. $I(t)$ es una función de intensidad envolvente, determinista, predefinida, y que permite simular el carácter transitorio de los acelerogramas. Las frecuencias ω_i se fijan equi-espaciadas en el rango de interés, de manera que el registro contenga todo el rango de frecuencias deseado. Los ángulos de fase ϕ_i se generan de manera aleatoria, con valores entre 0 y 2π , lo que da a la señal el carácter estocástico. Las amplitudes se calculan de forma que el espectro de velocidades de los acelerogramas generados coincida con el espectro de velocidades prefijado. En la Figura 4 puede verse un acelerograma sintético obtenido de esta forma a partir del espectro de cálculo mostrado en la misma figura.

3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Existen varios métodos para resolver las ecuaciones de movimiento. Explicaremos brevemente los tres métodos de cálculo sísmico más utilizados y que proponen la mayoría de las normas sísmicas.

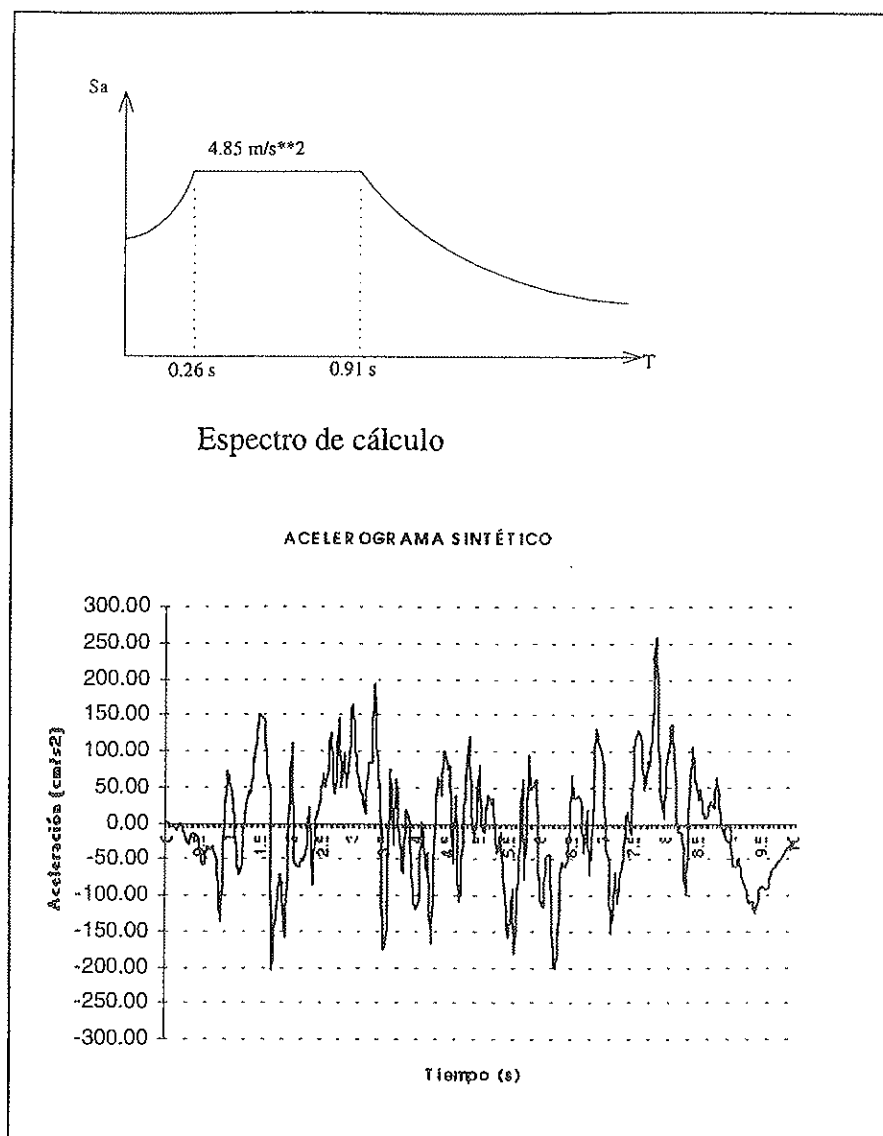


Figura 4. Acelerograma sintético obtenido a partir de un espectro de cálculo.

Desacoplamiento modal

Consiste este método en superponer las diferentes soluciones modales. Las ecuaciones de movimiento (ec. 1) son un sistema acoplado de ecuaciones diferenciales ordinarias de 2.º orden, pero si se expresa la solución en función de los modos normales, las ecuaciones pueden desacoplarse y ser fácilmente resueltas como si se tratasen de varios sistemas de 1 grado de libertad cada uno. La resolución de estos sistemas da como resultado las soluciones modales, y superponiendo éstas de forma adecuada se obtienen las soluciones buscadas: las soluciones nodales.

Las ecuaciones desacopladas pueden resolverse por varios métodos distintos. Utilizando, por ejemplo, la integral de Duhamel, se obtiene un análisis completo en el campo del tiempo [6]. Pero la mayoría de las veces no son necesarios más que los valores máximos de la respuesta, con lo que pueden utilizarse los espectros de cálculo para resolver cada uno de los sistemas de 1 grado de libertad.

Gracias al desacoplamiento de las ecuaciones del movimiento, el análisis espectral es aplicable, como ya anunciamos, a sistemas con múltiples grados de libertad. El análisis espectral con superposición modal es el método más adecuado de cálculo sísmico cuando sólo interesa obtener el valor de la respuesta máxima, puesto que es el método más rápido y proporciona una buena aproximación de los resultados.

Los métodos de desacoplamiento modal tienen sin embargo la desventaja de que sólo son aplicables en un análisis lineal, ya que la no linealidad de las ecuaciones impide el desacoplamiento de las mismas.

Fuerza estática equivalente (análisis simplificado)

Muchas de las normas admiten el uso de un análisis simplificado, empleando cargas estáticas equivalentes, de manera que la respuesta de la estructura ante estas cargas sea lo más parecida posible a la respuesta que se obtiene con las cargas diná-

mic. De esta forma, la respuesta se obtiene resolviendo un problema estático, y no un problema dinámico. Este método sólo puede ser usado cuando el comportamiento dinámico de la estructura pueda ser suficientemente aproximado mediante un modelo dinámico de un solo grado de libertad [8].

La ventaja de este método radica en su rapidez y sencillez. Por eso ha sido adoptado por alguna de las normas sísmicas. Su desventaja es que no recoge la evolución temporal y apenas es válido para efectuar estimaciones de los esfuerzos máximos a que están sometidas las estructuras durante terremoto, a menos que la estructura se comporte claramente como si tuviera un único grado de libertad. Montans y Alarcón señalan que los cálculos tanto pueden resultar excesivamente conservadores como por debajo de la seguridad mínima exigible [9].

Los autores han realizado varios ejemplos de cálculo sísmico con distintas estructuras para comparar este método con el del desacoplamiento modal. Si se toma como modelo de referencia los resultados obtenidos con el método de desacoplamiento modal, utilizando los 4 primeros modos, con el método de la fuerza estática equivalente se obtienen resultados afectados por un error de hasta el 25%.

Integración paso a paso en el tiempo

Los métodos de integración paso a paso son métodos de integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico, por lo que pueden ser aplicados tanto a problemas lineales como a no lineales. Son, por tanto, métodos más potentes que los usados en el análisis lineal, si bien el esfuerzo de cálculo que requieren es superior.

Las ecuaciones incrementales que expresan las condiciones de equilibrio dinámico para un sistema con múltiples grados de libertad pueden obtenerse tomando la diferencia entre las condiciones de equilibrio dinámico en el instante t_i y en el instante $t_{i+1} = t_i + \Delta t$:

$$[M] \cdot \{\Delta \ddot{y}_i\} + [C(\dot{y})] \cdot \{\Delta \dot{y}_i\} + [K(y)] \cdot \{\Delta y_i\} = \{\Delta F_i\} \quad (3)$$

donde el signo Δ indica la variable valorada en el instante t_{i+1} menos la variable valorada en el instante t_i . ΔF_i es el incremento de fuerza dinámica aplicada a la estructura entre el instante i y el instante anterior $i-1$. Para el caso sísmico, la fuerza dinámica es: $-[M] \cdot \{J\} \cdot \{a\}$. Por tanto,

$$\{\Delta F_i\} = -[M] \cdot \{J\} \cdot \{a_i - a_{i-1}\} \quad (4)$$

Para el caso de una fuerza de frenado, $\Delta F_i = 0$, excepto en el instante de tiempo en que se produce el salto de fuerza, en el que ΔF_i toma precisamente el valor del salto.

Las anteriores ecuaciones representan las condiciones más generales posibles: la rigidez no lineal viene representada por la dependencia de la matriz de rigidez de los desplazamientos y la amortiguación viscosa no lineal por la dependencia de la matriz de amortiguación de las velocidades.

De entre los métodos que existen de integración paso a paso, se ha utilizado, en los ejemplos que posteriormente se mostrarán, el método beta de Newmark, el cual supone que la aceleración varía linealmente durante cada intervalo de tiempo incremental. El método, en la forma original propuesta por Newmark (1959), contiene dos parámetros: β y γ . Estos parámetros se fijan habitualmente como $\beta = 0.25$ y $\gamma = 0.5$, ya que, en la práctica, se ha descubierto que valores de γ diferentes a 0.5 introducen amortiguación superflua en el sistema y, para el valor de β escogido, el método es incondicionalmente estable y, en general, da resultados de exactitud satisfactoria.

Con el método de integración paso a paso la acción sísmica viene definida mediante acelerogramas. Sin embargo, aún es posible utilizar el espectro de cálculo de la norma, generando acelerogramas sintéticos a partir de él. Hay que señalar que no hay que conformarse con generar únicamente un acelerograma, sino que la estructura debe excitarse con varios acelerogramas y promediar posteriormente los resultados, debido a que existe una ligera desviación de los resultados en función de la excitación producida, a pesar de provenir todas del mismo espectro de cálculo.

Tras revisar algunos conceptos generales del cálculo sísmico, estamos ya en condiciones de presentar los dispositivos antisísmicos más importantes utilizados en puentes, los cuales hacen variar el tratamiento matemático del comportamiento dinámico de la estructura.

4. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS UTILIZADOS EN PUENTES

Los dispositivos antisísmicos más importantes son los amortiguadores y los conectores sísmicos, aparatos que, como veremos, son muy parecidos.

La idea de su utilización nace de encontrar unos apoyos de rigidez nula (para poder permitir los movimientos lentos), que sin embargo "se transformaran" en apoyos de rigidez infinita cuando actuara un sismo. De esta forma, la estructura se comporta como isostática bajo cargas de servicio, y se vuelve hiperestática durante un ataque sísmico o cualquier otra carga horizontal de corta duración.

En el pasado se ha confiado en muchos casos la estabilidad horizontal de la estructura a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, material que ofrece el doble de rigidez para acciones instantáneas que para acciones de larga duración. Con respecto a la acción sísmica actúan principalmente como un muelle horizontal, que además de centrar la posición de la estructura, disminuyen su rigidez, y por tanto incrementan su periodo de vibración natural, reduciéndose la aceleración espectral bajo la acción sísmica. Además, permiten capacidad rotacional. No obstante, como veremos en los ejemplos, cuando el puente se sitúa en una zona de alto riesgo sísmico, no se puede confiar la estabilidad horizontal a este tipo de apoyos, sino que es necesario un adecuado diseño sísmico, lo cual es fácil de conseguir con la incorporación en puntos estratégicos de los aparatos que a continuación se describen.

Conectores sísmicos

Empecemos viendo lo que son los conectores sísmicos, también llamados transmisores de impacto, y conocidos en inglés como Shock Transmission Units (STU).

Un STU es un mecanismo especial que une estructuras separadas o elementos separados de estructuras. Su propiedad esencial es que permite movimientos lentos entre las estructuras conectadas sin ofrecer apenas resistencia, al mismo tiempo que permite actuar temporalmente como un conector rígido entre las estructuras capaz de transmitir fuerzas de elevada magnitud.

Su funcionamiento es el siguiente (Figura 5): el aparato consta de un cilindro de acero que contiene un émbolo (un pistón) fijado a la barra de transmisión. El hueco creado alrededor de la barra está relleno de una masilla de silicona. El STU se conecta a las dos estructuras o elementos estructurales separados mediante ojales, situados en el cilindro, en un extremo y, en la barra de transmisión, en el otro extremo.

Bajo movimientos lentos entre las estructuras (Figura 6), el fluido, al ser empujado por el pistón, discurre por los agujeros situados en éste, y es desplazado de un extremo del cilindro al otro, generándose solamente pequeñas fuerzas de rozamiento entre las estructuras unidas. De la gráfica de la Figura 6, se deduce que la máxima reacción que produce el conector para movimientos lentos, ocurre para el más rápido de éstos. Esto puede darse durante el ciclo diario de variación de temperaturas. Para un puente de acero la variación puede ser de $4\text{ }^{\circ}\text{C/h}$, lo que supone un movimiento de 5 mm/h por cada 100 m de longitud de tablero. Un puente de hormigón sufriría aproximadamente la mitad de ese movimiento. La máxima fuerza de fricción generada por un conector para un vano de 200 m de largo sería, por tanto, la correspondiente a la velocidad de movimiento de 10 mm/h , que sería algo menos de $3T$.

Cuando a una de las estructuras se le aplica un impacto de corta duración (Figura 7), el movimiento del pistón es des-

preciable, y la fuerza de compresión o tracción es transmitida a la segunda estructura a través del camino de carga barra de transmisión – cabeza del pistón – masilla de silicona – cilindro. Como se ve en la gráfica de la Figura 7, el movimiento de conector es tanto más grande cuanto mayor es la duración del impacto. Dado que es improbable que la excitación supere los 10 segundos, el movimiento de un conector estaría limitado a los $2\text{--}3\text{ mm}$, durante el periodo de transmisión de carga, actuando temporalmente como un conector rígido.

En la notación utilizada para designar los distintos STU, el número que acompaña a éstos hace referencia a la máxima fuerza de impacto que son capaces de transmitir. Para cada tipo de STU, es posible, además, escoger entre distintas longitudes de barra de transmisión, en función de la magnitud de los movimientos lentos esperados entre las dos estructuras o elementos unidos.

Los transmisores de impacto de entre 250 y 500 kN de capacidad son muy compactos, ligeros y económicos, por lo que si la estructura tiene que soportar grandes fuerzas de impacto es conveniente [10] colocar varios grupos de estos STU, en lugar de un STU de capacidad mayor.

A pesar de que los STU han sido diseñados principalmente para funcionar en posición horizontal, pueden ser también adaptados para sollicitaciones verticales, simplemente incorporando un muelle interno que haga volver el pistón a la posición neutral. De igual forma, el principio de los STU puede ser extendido a aplicaciones rotacionales para proveer un mecanismo separado entre dos estructuras que permita libremente rotaciones relativas lentas pero que transmita momento durante rotaciones relativas rápidas.

Por último, hay que señalar que las propiedades tixotrópicas de la masilla de silicona no varían significativamente en un amplio rango de temperaturas, con lo que se puede confiar en el perfecto comportamiento de los transmisores bajo la mayoría de condiciones climáticas.

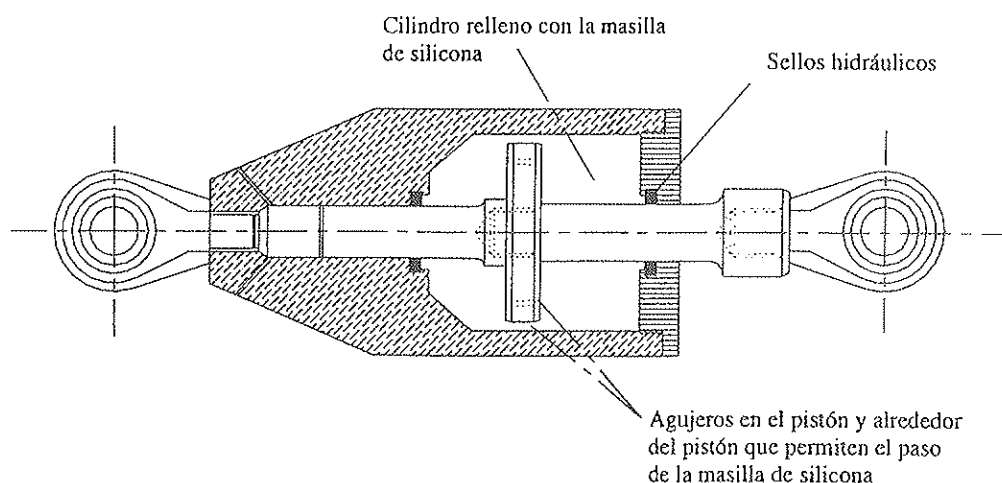


Figura 5. Conector sísmico.

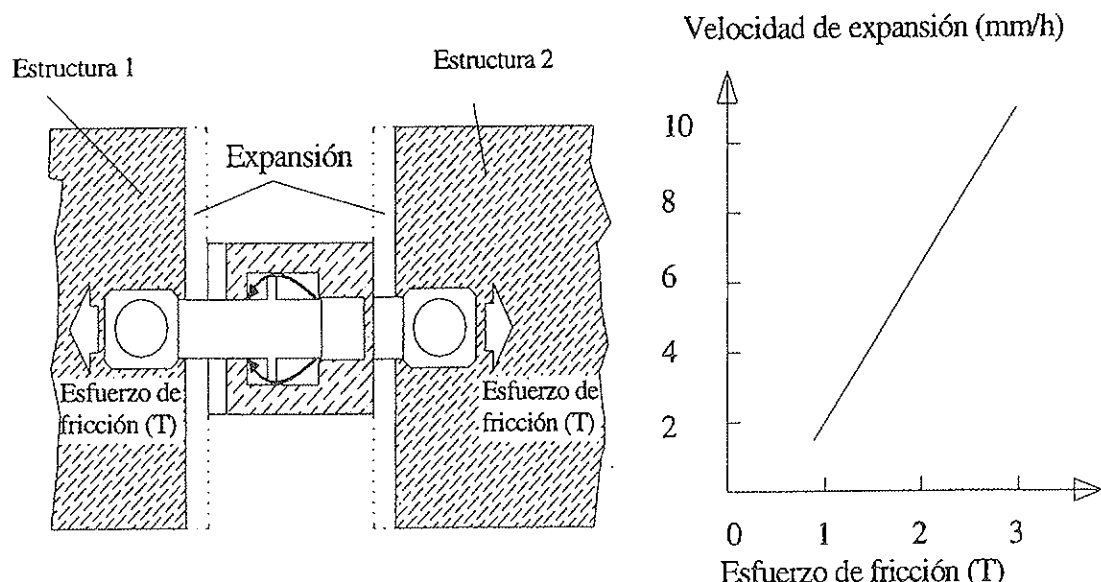


Figura 6. Conector sísmico sometido a cargas lentas.

Uso de los STU en puentes

Vamos a mostrar las ventajas que supone la utilización de conectores sísmicos en puentes. Imaginemos un puente de varios vanos (Figura 8a). Tanto las pilas como los estribos reciben las cargas procedentes del tablero. Estas cargas no sólo son verticales, puesto que el viento, los movimientos lentos del tablero, el sismo, las fuerzas de frenado, y en general cualquier impacto de corta duración provocan fuerzas horizontales.

Lo ideal sería que estas cargas horizontales fueran comparadas por todas las pilas y estribos, para reducir el máximo valor que hubiera de soportar cada uno. Esto es fácil de conseguir empotrando el tablero a las pilas y estribos o colocando aparatos de apoyo fijos. Desgraciadamente, sin embargo, los tableros están sometidos a movimientos horizontales tan grandes que generarían fuerzas en las pilas imposibles de resistir a una estructura construida de tal forma.

Para evitar estas fuerzas sobre las pilas, el proyectista debe independizar, inevitablemente, tanto como pueda, el tablero de las pilas y estribos, colocando aparatos de apoyo deslizantes que ofrezcan tan poca resistencia como sea posible. Pero de esta forma, las pilas no pueden repartirse entre ellas las cargas horizontales resultantes de los impactos de corta duración, puesto que sólo una de ellas (o bien un estribo) está fija al tablero. Es esta pila (o estribo) la que recibe prácticamente la totalidad de la carga horizontal, colaborando el resto de pilas con una fracción muy pequeña, según el rozamiento existente entre los aparatos de apoyo y el tablero.

El uso de los conectores sísmicos situados entre las pilas y estribos libres y el tablero (Figura 8b) permite recuperar la ventaja de compartir las cargas horizontales de corta duración, sin crear fuerzas indeseables debidas a los movimientos lentos del tablero.

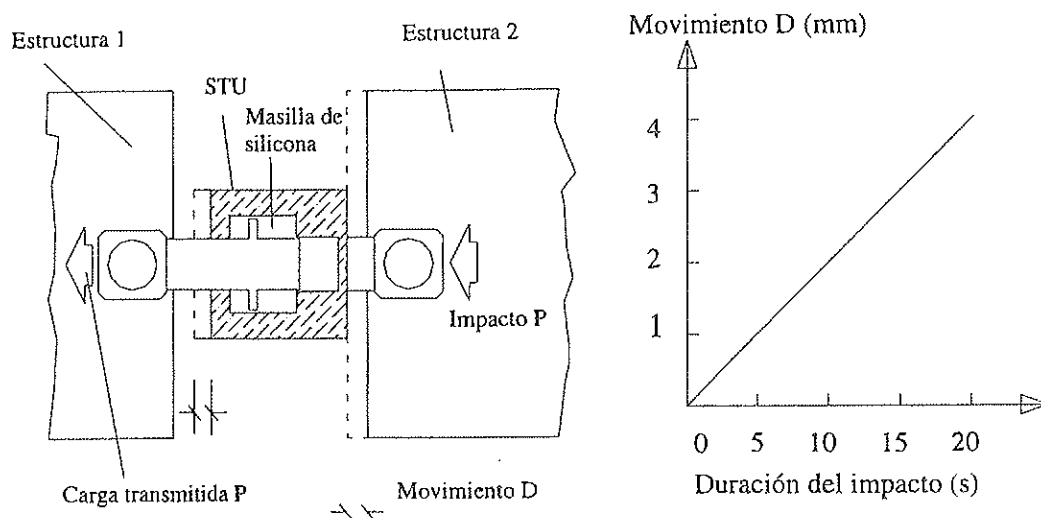


Figura 7. Conector sísmico sometido a una carga rápida.

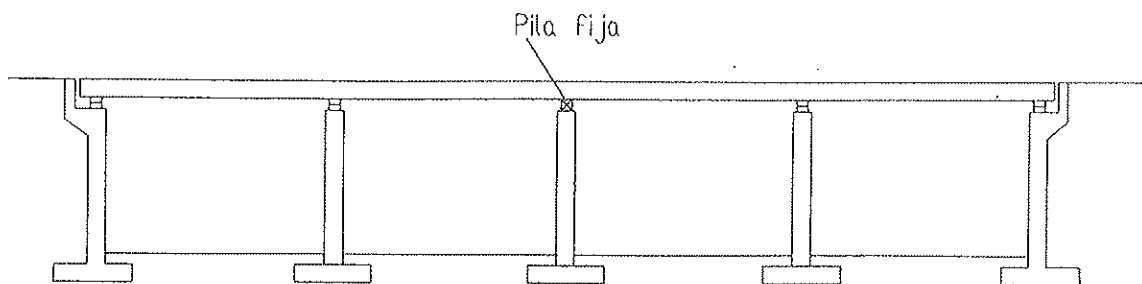


Figura 8a. Puente de varios vanos sin conectores.

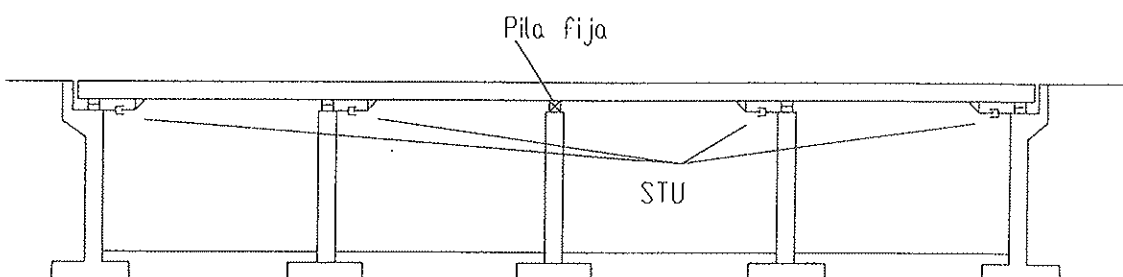


Figura 8b. Conectores colocados en las pilas y estribos libres.

Resumiendo, las características más ventajosas de los STU de cara al proyecto de puentes son: primero, permiten la expansión y contracción libre de las estructuras o elementos estructurales unidos, cuando los movimientos, aunque grandes, son lentos (retracción, fluencia, temperatura) y, segundo, actúan como un apoyo fijo temporal que transmite las cargas de una parte a otra, cuando éstas son impactos de corta duración (terremotos, fuerzas de frenado, impactos accidentales).

Amortiguadores (“dampers”)

Una alternativa al empleo de los conectores sísmicos es el uso de los amortiguadores (Figura 9), en inglés “dampers”, aparatos de disipación de energía capaces de limitar tanto el

desplazamiento como la fuerza a la que está sometida una estructura durante un terremoto. La disipación de energía se puede conseguir de distintas maneras: acción elasto-plástica, rozamiento mecánico, y rozamiento viscoso. Los “dampers” más eficientes son los viscosos [11].

Los amortiguadores son aparatos diseñados para funcionar sin oponer ninguna reacción parásita en servicio permitiendo los movimientos lentos de la estructura, tales como los debidos a retracción, fluencia y temperatura, mientras que oponen una reacción cuando la estructura está sujeta a movimientos rápidos tales como los producidos por terremotos. Durante estos rápidos movimientos el aparato disipa energía por pérdida interna de calor. Precisamente ésta es la diferencia entre los amortiguadores y los conectores sísmicos, ya que estos

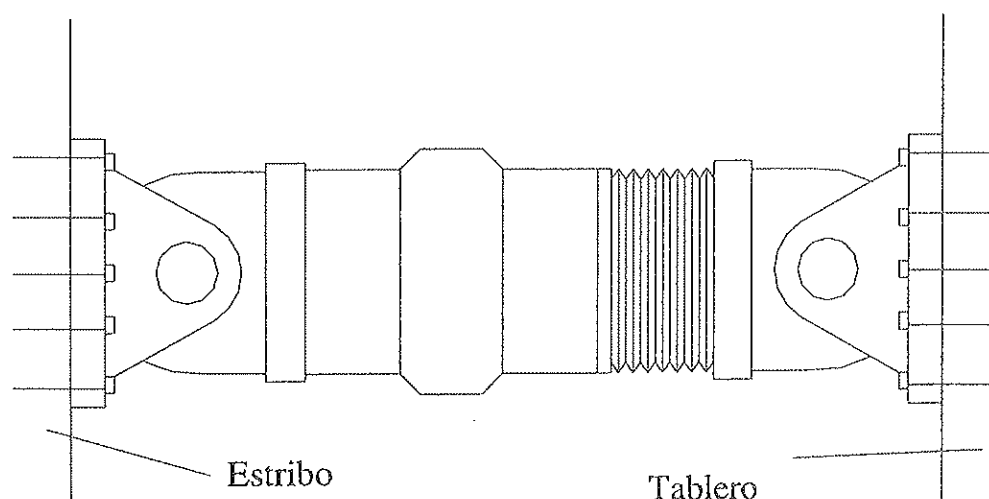


Figura 9. Amortiguador.

últimos no disipan energía. En esencia, los "dampers" son aparatos hidráulicos provistos con dos cámaras de igual volumen separadas por un diafragma. Cuando funcionan bajo la sollicitación de un terremoto, el fluido hidráulico es forzado por un pistón a pasar de una cámara a la otra, a muy alta velocidad, disipando así energía por rozamiento y pérdida de calor. El aparato actúa en las dos direcciones, y por tanto, la disipación de energía ocurre también en el camino de vuelta, siendo el fluido forzado por un segundo pistón.

Los amortiguadores conectan, al igual que los conectores sísmicos, dos miembros de una estructura que pueden moverse uno respecto al otro, tales como, en puentes, los estribos o las columnas por una parte, y el tablero en la otra.

Hemos señalado que los conectores sísmicos no disipan energía. No obstante, es posible dar una interpretación energética de su función: obligando a todos los elementos estructurales a que cooperen, moviéndose juntamente, se aumenta la capacidad global de la estructura para acumular energía y disiparla a través de su capacidad intrínseca [12].

En los ejemplos veremos más claramente las pequeñas diferencias que existen entre los amortiguadores y los conectores sísmicos.

5. ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES PROVISTOS DE APARATOS ANTISÍSMICOS

Veamos cómo afectan la colocación de estos aparatos en algunas tipologías de puentes distintas. Tanto los amortiguadores como los conectores sísmicos ofrecen una reacción que depende de la velocidad de los movimientos (Figura 10). La ley $F-v$ es prácticamente la misma, variando únicamente la velocidad en la que se produce el cambio de régimen (de lineal a no lineal). Para el caso de los conectores esta velocidad es unas 100 veces más pequeña que en el caso de los amortiguadores. La diferencia sólo se aprecia cuando los aparatos actúan

an sin salir del rango lineal, lo cual ocurre para excitaciones de pequeña o mediana magnitud, inferiores a las de proyecto, es decir, cuando la capacidad de los aparatos es muy superior a la requerida para resistir la excitación. En este caso, los conectores ofrecen la reacción de forma más rápida, es decir, se comportan de forma más rígida, siendo los desplazamientos y las velocidades más pequeñas que en el caso de colocar amortiguadores. En cambio, si la excitación es lo suficientemente fuerte, los aparatos deberán ofrecer su máxima reacción, actuando en el régimen no lineal. Los incrementos de reacción que pueden ofrecer estos dispositivos cuando se supera la velocidad de cambio de régimen son muy pequeños, y la velocidad crece prácticamente de igual forma si se colocan amortiguadores que conectores sísmicos. En este caso, el comportamiento de la estructura es muy parecido tanto si se colocan "dampers" o conectores.

La incorporación de estos aparatos en los puentes elimina la linealidad de las ecuaciones de movimiento, con lo que su resolución deberá ser realizada con un análisis no lineal. En los ejemplos que luego se mostrarán, se ha utilizado un método de integración paso a paso, el método beta de Newmark, adaptado a las leyes de los dispositivos antisísmicos.

Hay que distinguir dos situaciones, según la situación en que se encuentren los aparatos:

En primer lugar, el dispositivo antisísmico puede estar colocado entre la estructura y un elemento que pueda considerarse infinitamente rígido, externo a la misma, por ejemplo un estribo muy rígido (Figura 11). En este caso, la reacción que ofrece el aparato puede ser tratada como condición de contorno. La estructura recibe una reacción adicional procedente del exterior, una fuerza que depende de la velocidad y que se añade a las ecuaciones dinámicas.

En cambio, cuando el aparato es colocado entre dos elementos de la misma estructura, el aparato introduce una fuerza en un elemento y la reacción contraria en el otro (Figura 12). De esta forma, a diferencia del caso anterior, la fuerza

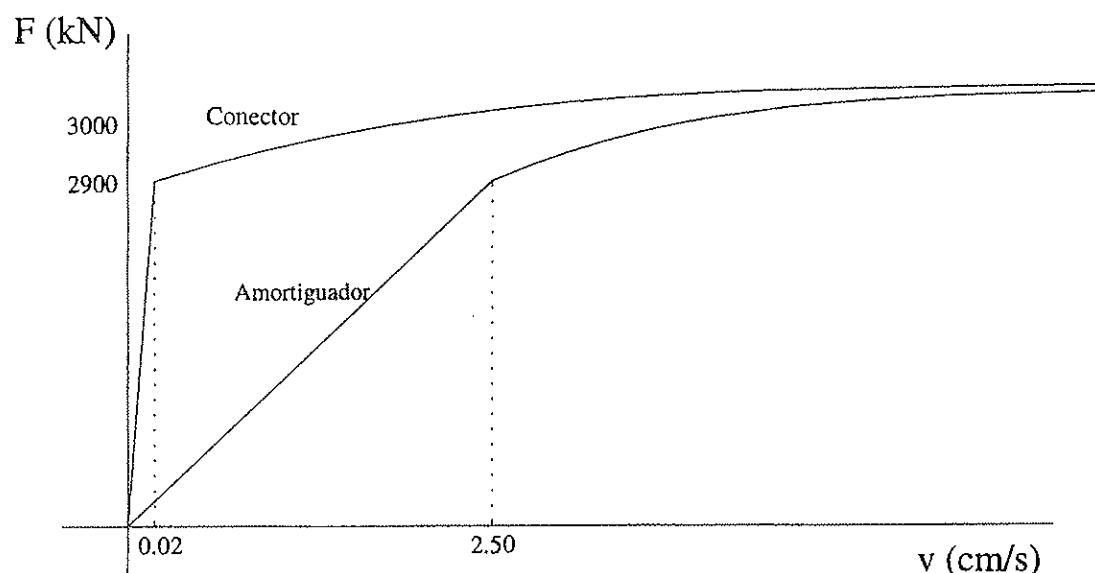


Figura 10. Ley $F-v$ de los amortiguadores y conectores de 3000 kN de capacidad.

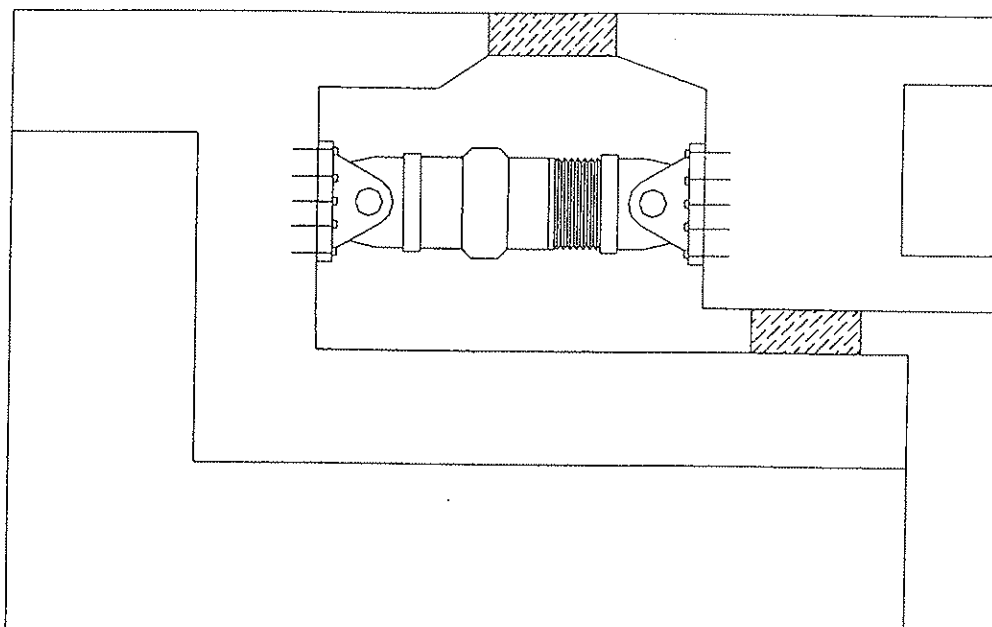


Figura 11. Aparato situado entre un estribo y el tablero.

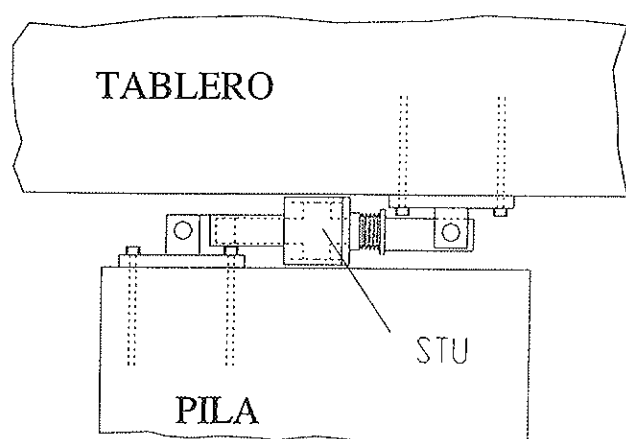


Figura 12. Aparato situado entre una pila y el tablero.

rígidos. Los aparatos de apoyo funcionan como muelles. Ante una fuerza horizontal aplicada al tablero (como puede ser una fuerza de frenado o las fuerzas de inercia que se producen al actuar un sismo), los neoprenos sufren unos desplazamientos y oponen unas reacciones. Estos desplazamientos están limitados; si se superan, los aparatos de apoyo quedan fuera de servicio.

Con el dimensionamiento de apoyos efectuados, el periodo del primer modo de vibración es 0.7718 s, el del segundo es 0.042 s, y los del resto de modos son aún menores. Dado que el periodo fundamental está tan separado del resto, la estructura se comporta como si tuviera un solo grado de libertad.

La amortiguación considerada en el sistema es de un 5%, por lo que la amplificación dinámica en resonancia (lo que se amplifica la respuesta estática cuando se excita la estructura en resonancia) vale 10.

Tomando como base esta estructura, se han calculado distintos casos, variando el número de amortiguadores y conectores y la capacidad de los mismos. Los puentes estudiados son los siguientes:

- Puente sin amortiguadores.
- Puente con dos amortiguadores de 1500 kN, uno en cada estribo.
- Puente con dos amortiguadores de 1000 kN, uno en cada estribo.
- Puente con dos amortiguadores de 500 kN, uno en cada estribo.

El mismo estudio se ha hecho colocando conectores sísmicos en lugar de amortiguadores.

Se han excitado estas estructuras con distintas aceleraciones sinusoidales, todas de la misma amplitud (2.55 m/s^2), varian-

total introducida en la estructura es nula. La fuerza que ofrece el conector en cada elemento depende de la velocidad relativa entre los elementos conectados, pues precisamente ésta es la velocidad a la que se mueve el fluido hidráulico a través del pistón.

Se comprende, por tanto, que según la posición del aparato, el planteamiento matemático es diferente, y además, el efecto sobre la estructura también es diferente, como veremos a continuación.

Caso 1: aparatos situados entre la estructura y elementos infinitamente rígidos

Consideremos un puente de varios vanos modelado como se ve en la Figura 2 como una viga continua de sección constante. Se han colocado aparatos de apoyo de neopreno zunchado en todos los soportes, que se suponen son pilas y estribos muy

do el periodo. Se han utilizado 16 oscilaciones, valor con el cual ya se desarrolla toda la resonancia. Multiplicando la masa total de la estructura por la máxima aceleración se obtiene la fuerza estática equivalente: 3155 kN. El desplazamiento estático, desplazamiento producido al aplicar la fuerza estática equivalente al tablero, es de 3.85 cm. Observaremos los resultados más importantes, resumidos en las Figuras 13 y 14.

El estudio de un caso real debería efectuarse con acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro de la norma. No obstante, en los ejemplos se ha preferido utilizar acelerogramas sinusoidales, puesto que muestran más claramente la tendencia de los resultados al variar los distintos parámetros de la estructura.

En la gráfica de la Figura 13 se ven los desplazamientos máximos del tablero, en función del periodo de la aceleración sinusoidal aplicada, en los casos en que el puente no tenga dispositivos antisísmicos y en el caso en que tenga amortiguadores de 500, 1000 y 1500 kN en cada estribo. Cada curva representa uno de estos casos.

Si nos fijamos en el puente sin amortiguadores, observamos que los desplazamientos máximos crecen al acercarse el periodo de excitación al periodo fundamental de la estructura. El desplazamiento máximo en resonancia es justamente el desplazamiento estático amplificado por 10, como era de prever, ya que la estructura se comporta prácticamente como si tuviera un solo grado de libertad. Al aumentar el periodo de excitación los resultados tienden a coincidir con los estáticos.

Al colocar amortiguadores de 500 y 1000 kN, se observa una tendencia parecida: los resultados aumentan al acercarse

el periodo de excitación al periodo fundamental de la estructura y tienden a los resultados estáticos al aumentar el periodo de excitación. Sin embargo, hay una reducción del valor de los desplazamientos, tanto más acusada cuanto mayor es la capacidad de los amortiguadores colocados.

En el caso de colocar amortiguadores de 1500 kN no se produce un aumento de la respuesta alrededor del periodo fundamental de la estructura. Esto es debido a que los amortiguadores introducen tanta amortiguación en la estructura que el sistema pasa de ser infraamortiguado a sobreamortiguado. De esta forma, los desplazamientos crecen a medida que aumenta el periodo, tendiendo al desplazamiento estático.

Se ha estudiado también el caso en que el puente tenga un amortiguador solamente en un estribo, variando la capacidad de aquél. Los resultados siguen la misma tendencia cuando se coloca un amortiguador en cada estribo que uno de doble capacidad en un estribo. Sin embargo, en este último caso, los desplazamientos obtenidos son mayores, de lo que se deduce que se controlan mejor los movimientos del tablero con un "damper" en cada estribo.

En la gráfica de la Figura 14 están representadas la suma de las reacciones máximas, es decir, las reacciones de todos los aparatos de apoyo, más las reacciones que ofrecen los amortiguadores, también en función del periodo de la excitación sinusoidal.

Cuando el puente no tiene amortiguadores, la reacción máxima en resonancia es la fuerza estática equivalente multiplicada por la amplificación dinámica. A medida que

Puente viga: sin dampers y con dampers de 500, 1000 y 1500 kN

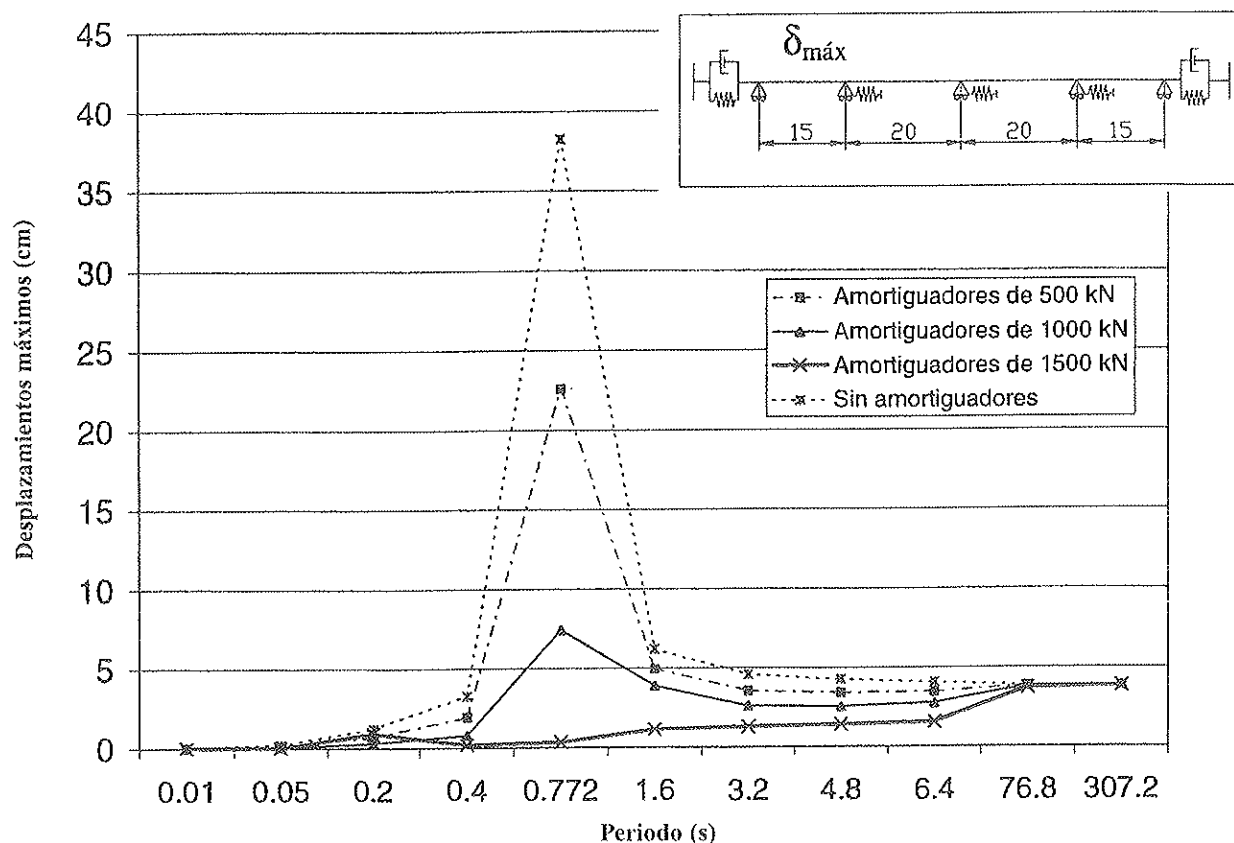


Figura 13. Puente viga: desplazamientos máximos del tablero.

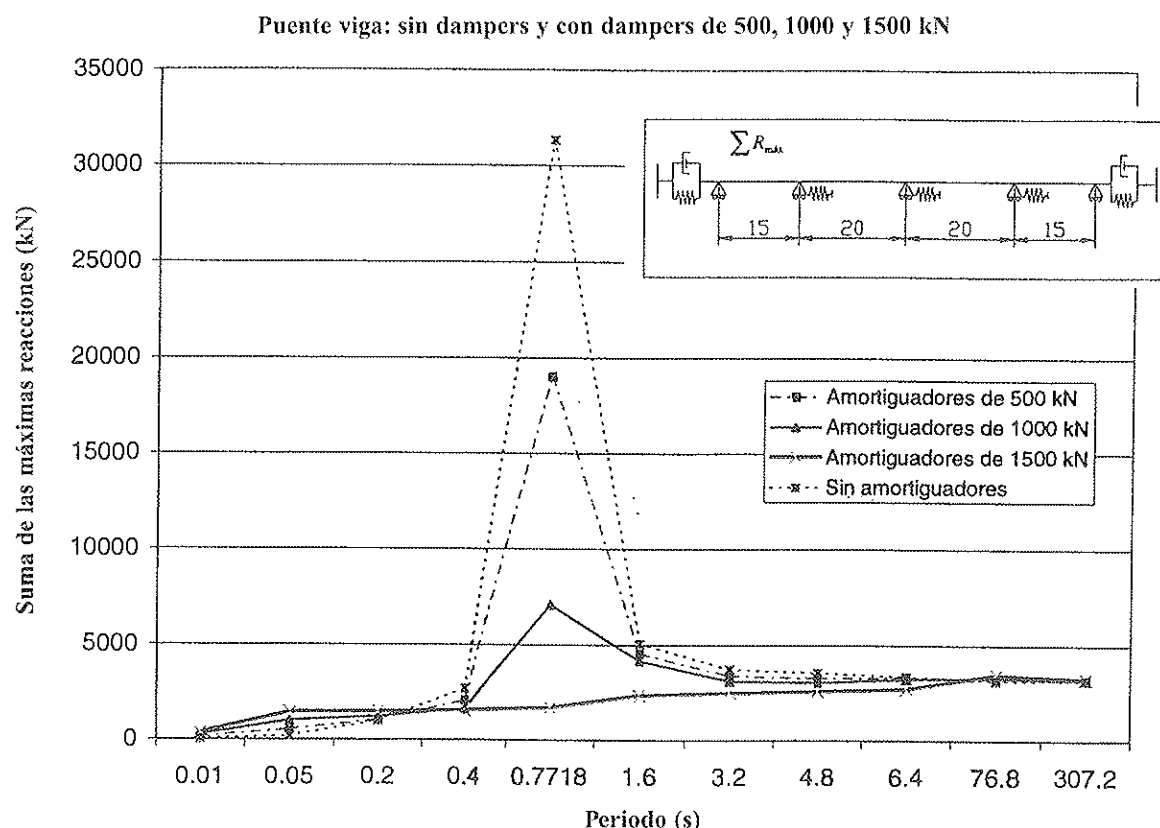


Figura 14. Puente viga: suma de las máximas reacciones.

aumenta el periodo los resultados tienden a la fuerza estática equivalente.

La colocación de amortiguadores introduce dos nuevas reacciones en la estructura. Sin embargo, la suma de las reacciones máximas es menor que cuando no se colocan estos aparatos. Esto es debido al hecho de que los amortiguadores disminuyen los desplazamientos del tablero, por lo que la fuerza que toman los neoprenos es menor. La misión de los amortiguadores consiste, por tanto, en liberar de esfuerzos a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Esto se consigue casi plenamente con amortiguadores de 1500 kN, debido a que la suma de las capacidades de los amortiguadores iguala prácticamente la fuerza estática equivalente.

Ante cargas lentas, es decir, cuando el periodo de la excitación es muy grande, los amortiguadores dejan de actuar, y todas las reacciones son ofrecidas por los aparatos de neopreno zunchado. Por eso todos los resultados tienden a coincidir a medida que crece el periodo.

Si se colocan conectores en lugar de amortiguadores, los resultados son muy parecidos. Como ya se señaló, las únicas diferencias se observan cuando los aparatos actúan solamente en el rango lineal. En este caso, los conectores se comportan de forma más rígida, con lo que los desplazamientos son más pequeños. Por contra, las reacciones que ofrecen son mayores.

Para no limitarnos a un ejercicio puramente académico en el que sólo veamos las tendencias de la respuesta de la estructura cuando se colocan aparatos antisísmicos, se han excitado también las anteriores estructuras con varios acelerogramas sintéticos distintos, obtenidos a partir del espectro de cálculo de la IAP. Ello nos proporcionará un criterio de dimensionamiento, ya que veremos cuáles son las respuestas de la estructura ante una posible sollicitación sísmica real. En la Tabla 1 se resumen los resultados promediados de todas las excitaciones, mostrándose, además, los desplazamientos máximos admisibles por los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

Tabla 1. Resultados obtenidos con los acelerogramas sintéticos.

CASO	Máximo desplazamiento (cm) del tablero	Máx. desplazamiento admisible por los aparatos de apoyo	Estado del después del sismo
Puente sin "dampers"	7,0	1,7	Fuera de servicio
"Dampers" de 500 kN	2,1	1,7	Fuera de servicio
"Dampers" de 1000 kN	1,0	1,7	Correcto
"Dampers de 1500 kN	0,56	1,7	Correcto

Como sucedía con las excitaciones sinusoidales, la colocación de amortiguadores disminuye notablemente los desplazamientos, tanto más cuanto más capacidad tiene el aparato. Pero además, observamos que cuando el puente no tiene dispositivos antisísmicos, los aparatos de apoyo de neopreno zunchado resultan insuficientes para resistir el sismo, y quedan fuera de servicio, puesto que los desplazamientos máximos producidos en el tablero superan los máximos desplazamientos admisibles por los aparatos de apoyo.

Para decidir qué amortiguador es más adecuado colocar, hay que tener en cuenta dos factores: por una parte, se han de limitar los desplazamientos máximos para no superar los desplazamientos máximos admisibles por los aparatos de neopreno zunchado y, por otra parte, se han de controlar las fuerzas introducidas en la estructura por los "dampers". En el caso de un puente viga, estas fuerzas se traducen en un incremento de axil en el tablero, que es prácticamente despreciable, debido a la gran rigidez a axil del tablero. Sin embargo, en el caso de un puente con pilas, es fundamental controlar las fuerzas introducidas por los "dampers", ya que introducen grandes momentos flectores en la base de las pilas, como se verá en el caso siguiente.

Caso 2: aparatos situados entre elementos de la misma estructura

Veamos ahora el caso en el que los aparatos antisísmicos se sitúan entre elementos de la misma estructura. En la Figura 15a, puede verse la estructura base. A partir de ella, se han realizado una serie de casos distintos, variando la posición del punto fijo, la altura de las pilas, su rigidez, los tipos de aparatos de apoyo y colocando dispositivos antisísmicos de distintas capacidades. Realizando distintas combinaciones se han obtenido las conclusiones que más tarde se verán. En primer lugar, sin embargo, vamos a presentar algunos de estos ejemplos para ver los resultados más importantes.

En la Figura 15b se resumen 5 de los distintos casos estudiados, variando la capacidad de los conectores colocados en los estribos. La pila central, de 20 metros de altura, está empotrada al tablero, mientras que el resto de pilas y estribos es libre (lo cual se consigue colocando aparatos de apoyo deslizantes tipo POT). Las características dinámicas del puente sin conectores son las siguientes: el primer modo de vibración corresponde al movimiento del tablero; su periodo es de 1.351 s. El segundo modo de vibración corresponde al movimiento libre de las

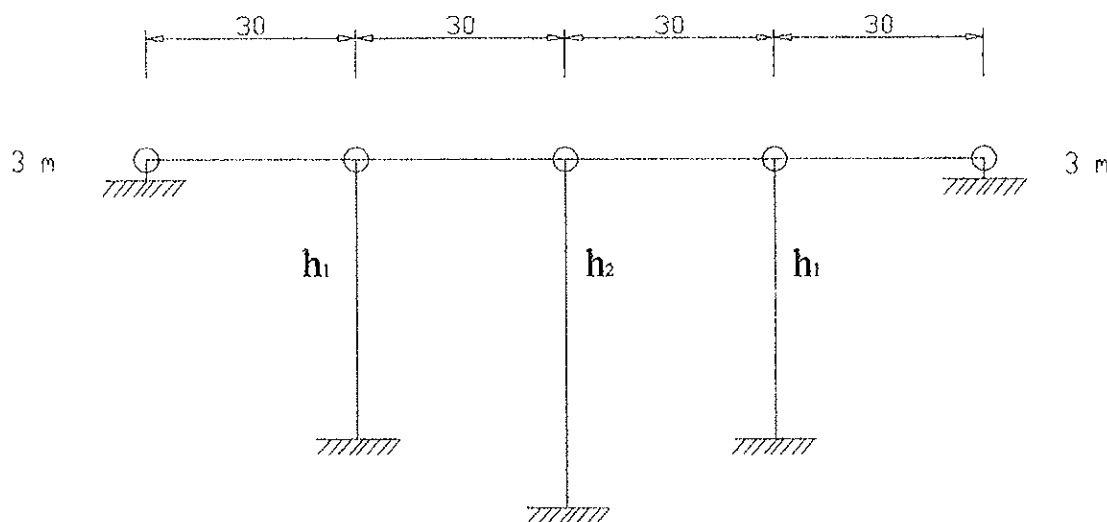


Figura 15a. Estructura base a partir de la cual se han realizado todos los subcasos del caso 2.

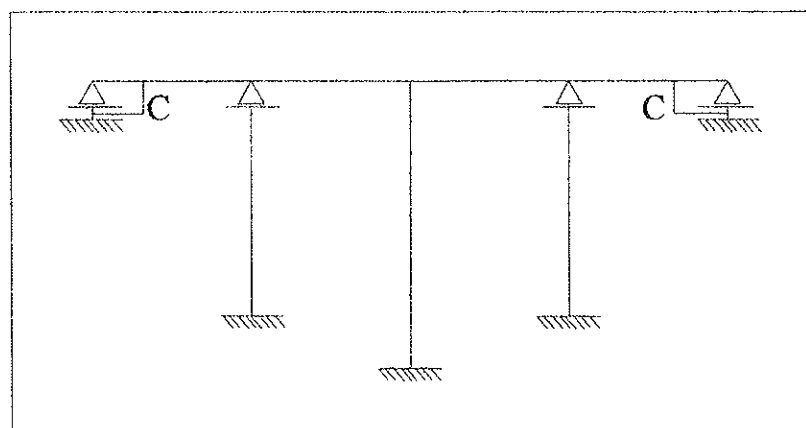


Figura 15b. Estructura con la pila central empotrada al tablero y con conectores de distintas capacidades en los estribos.

pilas de 15 m; su valor es de 0.297 s. La amortiguación considerada en la estructura es del 5%.

En las gráficas de las Figuras 16, 17, 18 y 19 se presentan los resultados más importantes, comparando los cinco casos. El máximo desplazamiento de las pilas de 15 m (Figura 16) es el mismo en todos los casos, tanto si se colocan conectores o no en los estribos, puesto que el movimiento de estas pilas es libre, independiente de los movimientos del tablero. El valor máximo se alcanza para el periodo de resonancia de las pilas.

En las Figuras 17 y 18 se observan los máximos desplazamientos del tablero y los máximos momentos producidos en la base de la pila central. Se aprecia cómo el aumento de la capacidad de los conectores colocados hace disminuir la respuesta. Los valores máximos se alcanzan en resonancia, y para periodos de excitación muy altos los valores tienden a igualarse en todos los casos, puesto que los conectores dejan de actuar.

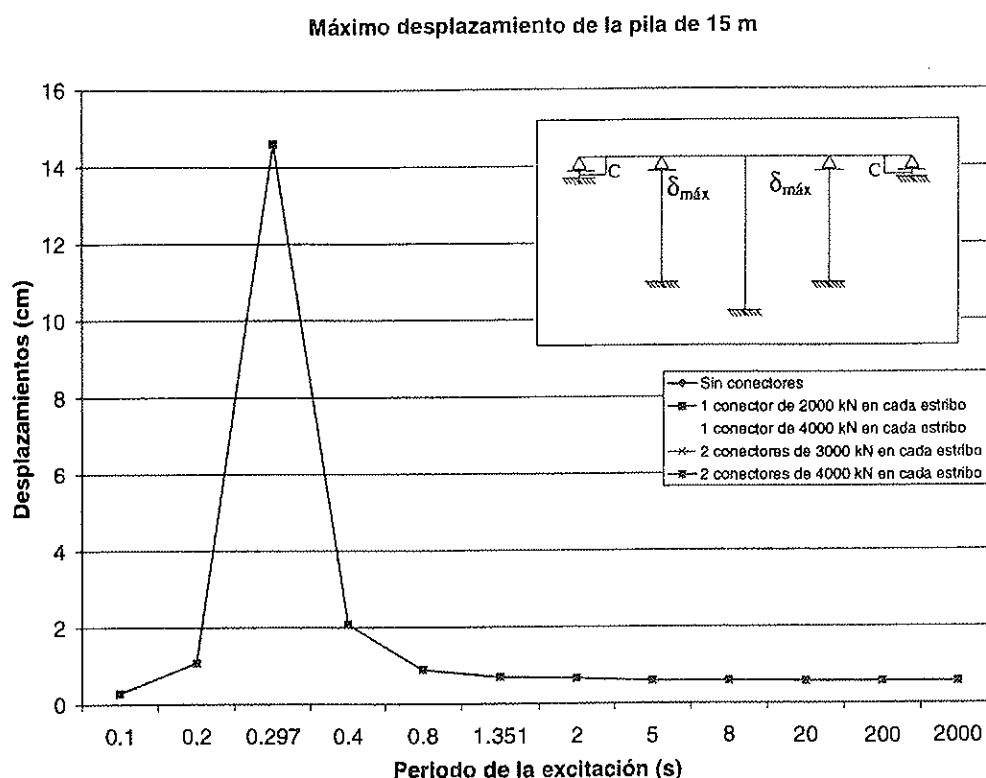
El máximo momento producido en la base de los estribos está representado en la Figura 19. Cuando no se colocan conectores, los estribos no reciben fuerzas del tablero, con lo que no se producen momentos importantes en su base (únicamente, los debidos al movimiento libre del estribo). Sin embargo, cuando se colocan conectores entre los estribos y el tablero, en la base de aquéllos llega un momento igual a la reacción que transmite el conector por la altura del estribo. A partir de una cierta capacidad del conector, los momentos ya no aumentan. Esto ocurre cuando la capacidad del conector es superior a la fuerza que transmitiría un empotramiento perfecto. Si se colocasen empotramientos el tablero transmitiría una cierta fuerza al estribo. Los conectores intentan transmitir esa fuerza. Si su capacidad es inferior, sólo pueden trans-

mitir una parte de esa fuerza, ofreciendo su reacción máxima. Pero si su capacidad es superior, el conector no transmite su máxima reacción, puesto que el puente no lo necesita. En el dimensionamiento del puente debe desecharse esta solución, ya que implica un sobredimensionamiento innecesario.

Vamos a comparar ahora otros dos casos. Imaginemos el mismo puente con un conector de 2000 kN en cada estribo. Compararemos los resultados obtenidos al colocar en este puente conectores de 500 kN entre las pilas libres y el tablero, con los obtenidos cuando no se colocan tales aparatos.

Los máximos desplazamientos de la pila de 15 m (Figura 20) quedan fuertemente disminuidos cuando se colocan conectores, puesto que éstos arriostran las pilas al tablero. Si no se colocan conectores, el movimiento de las pilas es libre y se alcanzan valores muy altos en resonancia. Puede verse además, que la incorporación de conectores modifica el periodo de resonancia, puesto que los desplazamientos de la pila pasan a ser controlados por el movimiento del tablero. La colocación de aparatos de apoyo de neopreno zunchado en lugar de conectores resulta muy insuficiente, debido a los elevados desplazamientos relativos entre pila y tablero, inadmisibles por los neoprenos.

También los momentos máximos en la base de las pilas de 15 m quedan fuertemente disminuidos con la colocación de conectores (Figura 21). Sin embargo, esta gráfica es algo engañosa, puesto que los momentos no disminuyen tanto más cuanto mayor sea la capacidad del conector colocado entre la pila y el tablero. Hay que tener en cuenta que los momentos en la base de la pila dependen directamente de los desplazamientos en la cabeza de la pila y de la fuerza introducida en ella por el conector. El aumento de la capacidad del conector disminuye los des-



Máximo desplazamiento del tablero

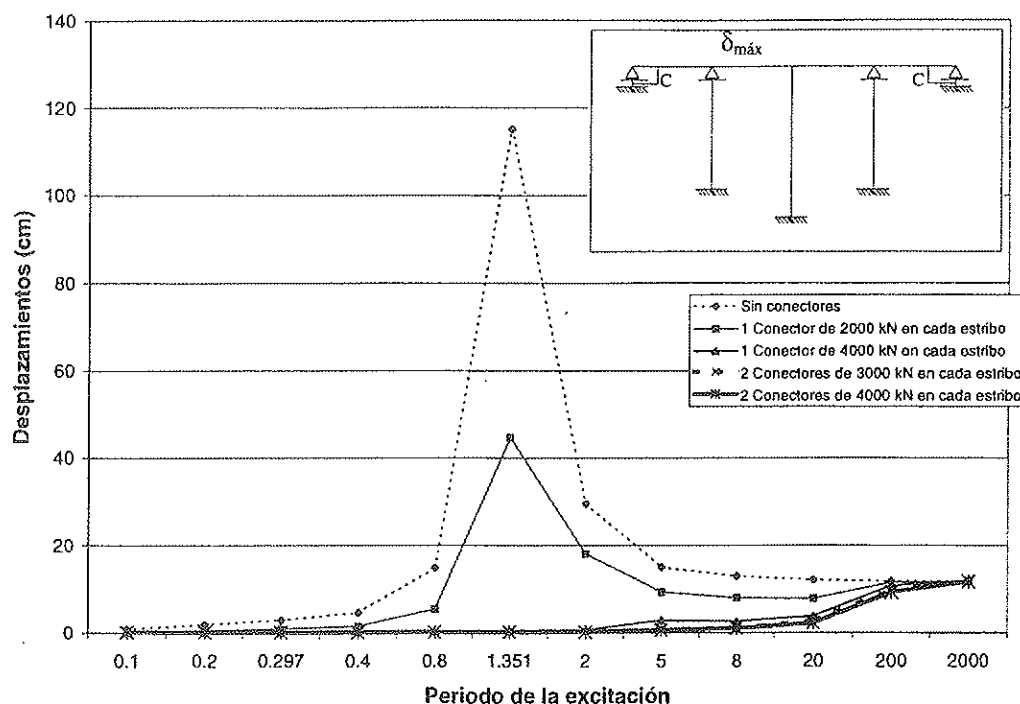


Figura 17. Máximo desplazamiento del tablero.

Momento máximo en la pila central

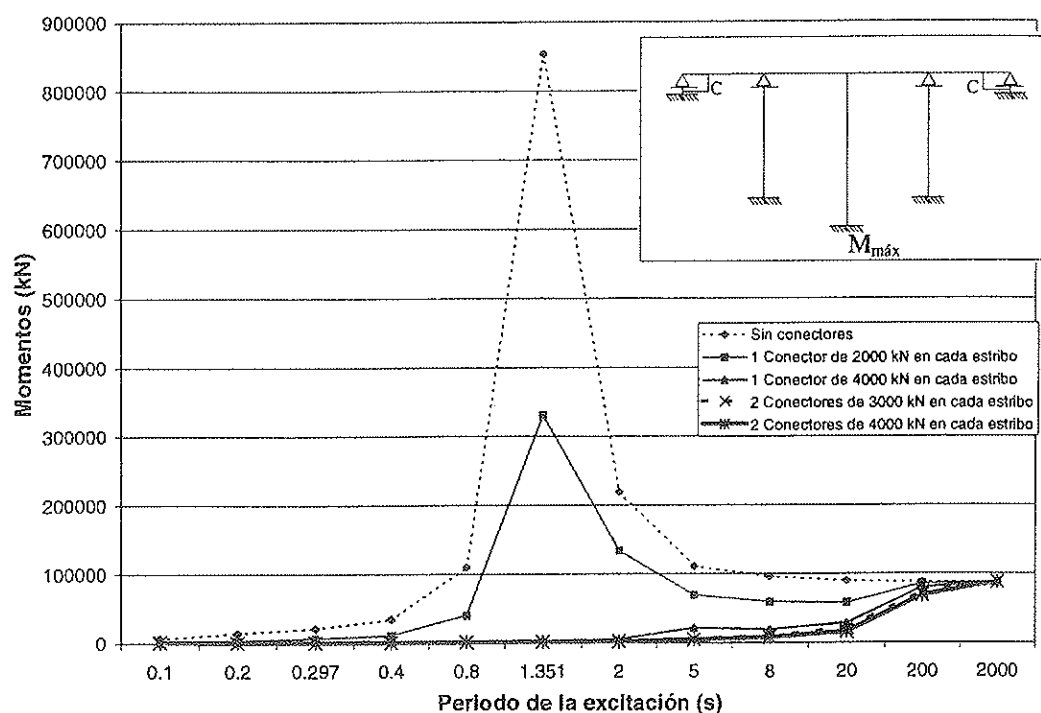


Figura 18. Momento máximo en la base de la pila central.

plazamientos en la cabeza de la pila, lo cual hace disminuir los momentos en su base. Sin embargo, el aumento de la capacidad del conector también introduce una fuerza mayor en la cabeza de la pila, que multiplicada por la altura de la pila, produce momentos cada vez mayores en su base. Debe buscarse, por tanto, un valor óptimo de la capacidad del conector que haga mínimos los momentos en la base de la pila.

Un último ejemplo que queremos mostrar es el caso en que el punto fijo del puente se sitúa en un estribo y no en la pila central. La Figura 22 muestra los desplazamientos máximos del tablero cuando el puente tienen un estribo empotrado al tablero y el resto de pilas y estribos es libre, en los casos en que el estribo libre tenga conector o no. El hecho de colocar conector reduce los desplazamientos, pero además, si se com-

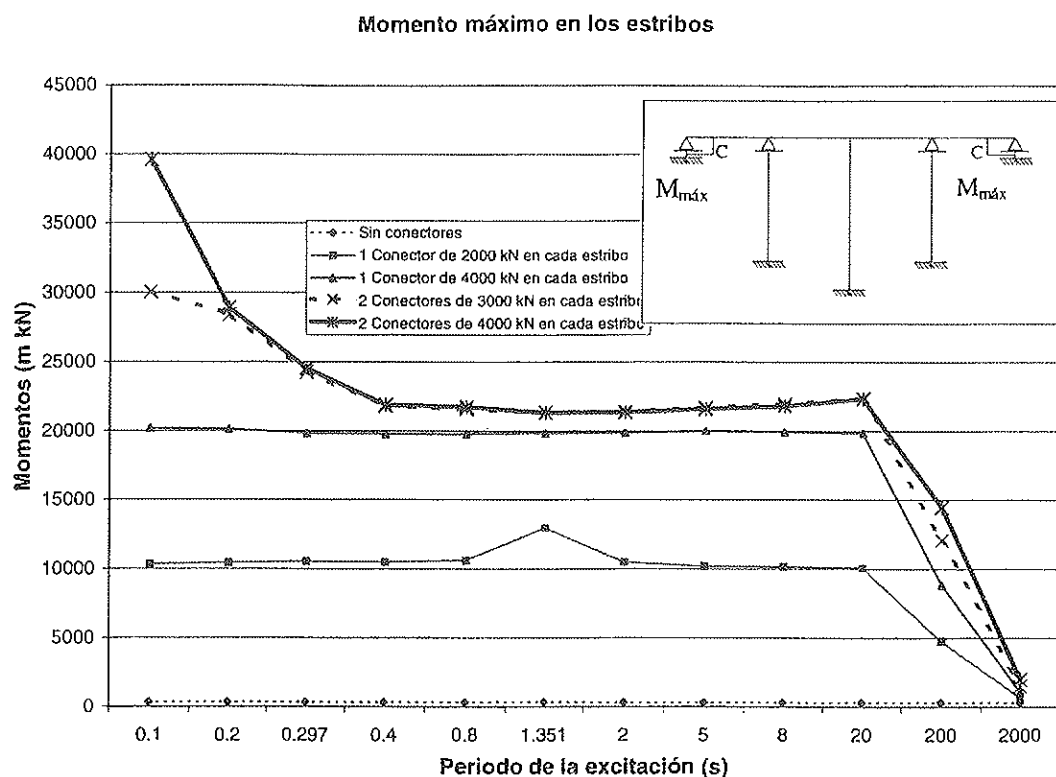


Figura 19. Momento máximo en la base de los estribos.

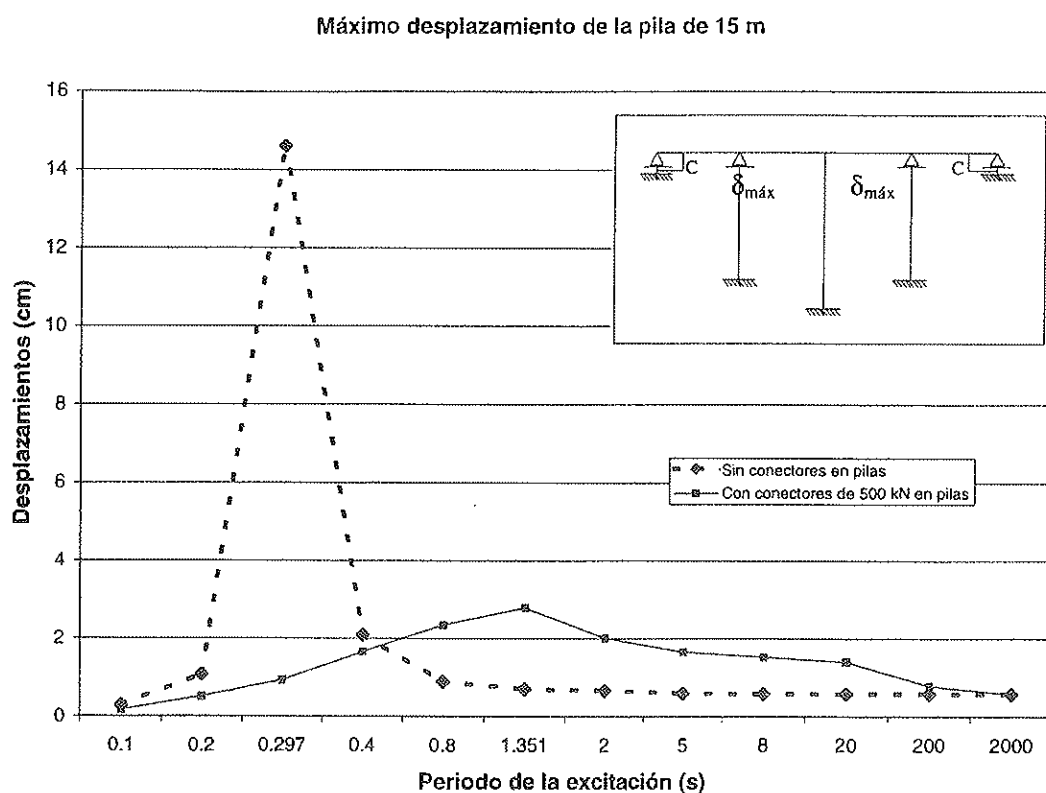


Figura 20. Desplazamiento máximo de la pila de 15 m.

para esta gráfica con la de la Figura 17, en la que el punto fijo se sitúa en la pila central, se observa que la respuesta de la estructura es bastante menor cuando uno de los estribos está empotrado.

6. CONCLUSIONES

El análisis de un puente tipo viga continua con aparatos de neopreno zunchado en todos sus apoyos, y excitado con una

Máximo momento en las pilas de 15 m

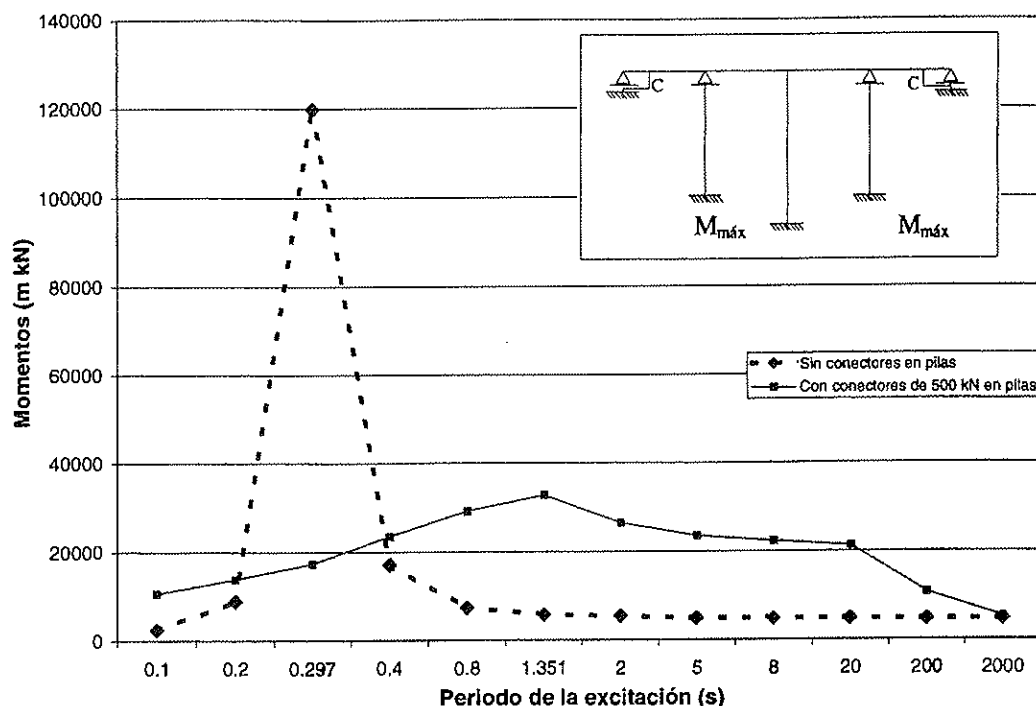


Figura 21. Momento máximo en la base de las pilas de 15 m.

aceleración sinusoidal de amplitud máxima igual a la máxima aceleración sísmica básica esperada en España, ha permitido extraer las siguientes conclusiones:

– Cuando el puente se encuentra desprovisto de aparatos antisísmicos, los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, diseñados en condiciones de servicio, resultan insuficientes

para resistir el efecto del terremoto, puesto que los desplazamientos que se producen son muy superiores a los admisibles por tales aparatos de apoyo.

– La introducción de amortiguadores en los estribos reduce considerablemente los desplazamientos, tanto más cuanto mayor es la capacidad del amortiguador.

Desplazamiento máximo del tablero

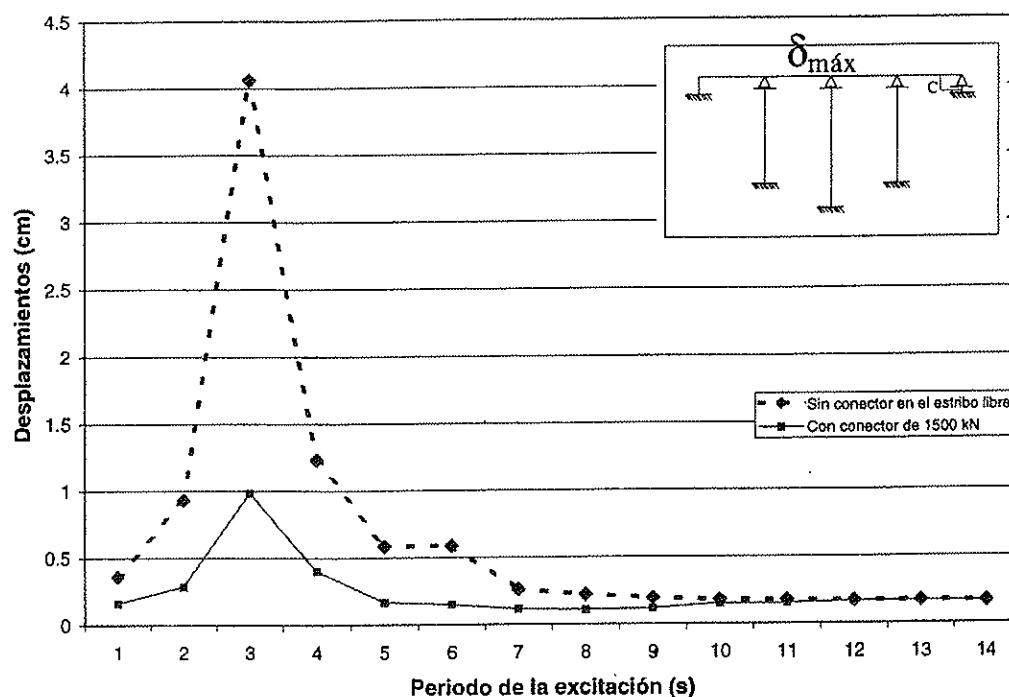


Figura 22. Desplazamiento máximo del tablero.

— Cuando la suma de las capacidades de los amortiguadores colocados en los estribos es cercana a la fuerza estática equivalente, los amortiguadores liberan de esfuerzos a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado y prácticamente la totalidad de la fuerza es resistida por los estribos. En este caso no se produce amplificación dinámica. En cambio, cuando se colocan amortiguadores de menor capacidad, éstos no pueden transmitir a los estribos toda la fuerza, que se reparte, por tanto, en los apoyos, produciéndose además su amplificación, tanto más acusada cuanto menor es la capacidad de los amortiguadores.

— Los esfuerzos axiles crecen con la capacidad de los amortiguadores colocados, lo cual no representa ningún problema, debido a la gran rigidez a axil de la sección.

— Los desplazamientos se controlan mejor con un “damper” en cada estribo que con un “damper” de doble capacidad tan solo en un estribo.

— El uso de conectores sísmicos produce resultados muy parecidos a los obtenidos con amortiguadores cuando se supera el rango lineal. Sin embargo, si la capacidad de los conectores es suficientemente grande y se consigue que éstos trabajen en el régimen lineal, los desplazamientos que se producen son mucho más pequeños que los amortiguadores de igual capacidad. Esto ocurre, para excitaciones de pequeña y mediana magnitud, inferiores a las de proyecto.

Por todo ello, pueden extrapolarse las siguientes conclusiones para puentes tipo viga continua:

— En función de la sismicidad de la zona en la que se sitúe el puente, puede ser inseguro confiar la estabilidad del mismo a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

— La colocación de amortiguadores o conectores en los estribos, cuya suma de capacidades se aproxime a la fuerza estática equivalente o sea superior, libera a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado de esfuerzos, los cuales son transmitidos a los estribos. La utilización de amortiguadores o conectores de capacidad inferior puede resultar insuficiente.

— El uso de amortiguadores o conectores de gran capacidad en este tipo de puentes, aunque introducen una fuerte reacción en el tablero, no incrementa significativamente las tensiones normales del tablero, al tener éstos una gran área.

— Si es necesario, en cambio, asegurar que los estribos sean capaces de resistir la fuerza transmitida por los dispositivos antisísmicos, con lo que deben ser los más rígidos posibles.

Del estudio efectuado de un puente de varios vanos con pilas altas situado en una zona de elevada sismicidad, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

— Si no se colocan conectores, cuando el punto fijo del tablero se sitúa en un estribo, los desplazamientos son mucho más reducidos que cuando el punto fijo está en la pila central, de forma que resulta prohibitivo el diseño de un puente con la pila central fija, sin conectores en los estribos. Los aparatos de apoyo de neopreno zunchado resultan del todo insuficientes.

— El uso de conectores reduce el periodo fundamental de la estructura, ya que aumenta la rigidez de la misma.

— La colocación de conectores en los estribos disminuye en ambos casos los desplazamientos, sobre todo cuando la pila central es fija, puesto que en ese caso los movimientos ya no están controlados por el desplazamiento absoluto de la pila central, sino por los desplazamientos relativos entre tableros y estribos.

— Los momentos añadidos a los estribos por la colocación de conectores pueden ser resistidos con estribos muy rígidos. Sin embargo, si se usan conectores en las pilas, debe limitarse su capacidad según la altura de la pila, puesto que al introducir el conector una fuerza en la cabeza de la pila, le está llegando a su base un gran momento.

— Si no se colocan aparatos de neopreno zunchado entre las pilas y el tablero, los desplazamientos de las pilas son libres y alcanzan valores muy altos en resonancia. La introducción de conectores consigue el arriostamiento de las pilas con el tablero, reduciéndose enormemente los desplazamientos.

— Como se ha dicho, la capacidad máxima del conector a colocar entre las pilas y el tablero depende del momento que sea capaz de soportar la base de las pilas. En este sentido, interesa que las pilas sean muy rígidas, para poder colocar un conector de gran capacidad y conseguir que el tablero arrioste las pilas y limite su movimiento. Además de la reducción de desplazamientos que se consigue al colocar conectores de mayor capacidad, el aumento de la rigidez de las pilas también ayuda a disminuir estos desplazamientos.

— Si se opta por un diseño de pilas rígidas, es muy importante en este caso que no haya conexión entre pila y tablero en servicio, para no someter a la pila a movimientos impuestos, que generarían grandes momentos debido a su gran rigidez. Por eso los conectores son muy adecuados, ya que mantienen libre a la pila en servicio y la conectan al tablero cuando actúa un sismo.

Las fuerzas de frenado son acciones que se aplican de forma muy rápida y, por tanto, son fuerzas dinámicas. Podemos, de esta forma, concluir que los aparatos antisísmicos ayudan igualmente a resistir los esfuerzos de frenado, sobre todo en puentes de gran longitud, donde la fuerza de frenado de cálculo es muy grande.

7. REFERENCIAS

[1] Mari, Antonio(1995), Efectos sísmicos en puentes: el terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994, *Ingeniería Civil*, 100, 46-58.

[2] *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)* (1998), Ministerio de Fomento, Madrid, España.

[3] Kim, J.-M.,Feng, M. Q. y Shinozuka, M. Energy dissipating restrainers for highway bridges, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 65-69

- [4] Barbat, Alex H. y Miquel Canet, Juan (1994), *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador* CIMNE, Barcelona.
- [5] Clough R. W. and Penzien, J (1993) *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, London.
- [6] Paz, Mario (1992), *Dinámica estructural*. Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [7] De Justo, José Luis y Carrasco, Raúl. Determinación de una función espectral para el espectro de respuesta. *Ingeniería Civil*, 114, 125-130.
- [8] Martín, Antonio Jesús, Filosofía y principales características de la nueva norma de construcción sismorresistente NCSE-94, *Ingeniería Civil*, 100, 107-113.
- [9] Montáns, Francisco J. Y Alarcón, E. (1995), Métodos simplificados para la respuesta sísmica, no lineal, de puentes. *Ingeniería Civil*, 100, 117-128.
- [10] Pritchard, Brian (1992), *Bridge design for economy and durability*. Published by Thomas Telford Services Ltd, London.
- [11] Transpec (1998), *Protección sísmica positiva*. Lyon.
- [12] Medeot, Renzo y Villamonte, Luis (1999), *El principio de energía como ayuda al diseño de estructuras en zona sísmica y los dispositivos necesarios*. I Congreso de Puentes y Estructuras, Sevilla, 15-18 de noviembre de 1999.

Comportamiento de la reparación localizada de viguetas armadas afectadas por corrosión

Patch repair evaluation of corroded reinforced concrete girders

O. Rilo

C. Alonso

C. Andrade

L. Vega

IETC CSIC, Madrid, España

RESUMEN

En el presente trabajo se presentan los resultados sobre un estudio experimental en el que se ha analizado el comportamiento mecánico de elementos reparados, con un sistema tradicional, y sin reparar sometidos a flexión (viguetas y vigas de hormigón armado) a las que previamente se sometió a un proceso de corrosión acelerada mediante penetración de cloruros en una zona localizada de los mismos, con el fin de estudiar el comportamiento mecánico de la pieza y la eficacia del propio sistema de reparación tanto para el estado límite de servicio como para el estado límite último.

SUMMARY

The results of the experimental tests carried out in order to study the mechanical behaviour of bending elements are presented. Repaired and unrepaired concrete elements (girders) are considered. Previously, the elements were submitted to an accelerated local corrosion process, by chloride penetration. Both the structural behaviour and the efficiency of the repair system in the ULS and the SLS were checked.

1. INTRODUCCIÓN

La gran mayoría de las estructuras para edificación dentro del ámbito español se construye en hormigón. Dentro de este tipo de estructuras el de uso más frecuente es la utilización de

forjados compuestos por viguetas armadas o pretensadas y bovedillas cerámicas con losa de compresión soportados por vigas planas y pilares esbeltos.

Teniendo en cuenta que la distancia entre caras inferiores de forjado debe albergar el canto del mismo, las instalaciones, los falsos techos, solados y la altura mínima libre necesaria para el desarrollo de la actividad para la que se ha proyectado el edificio, una solución que se adopta consiste en reducir al mínimo el canto del elemento estructural con el fin de poder incrementar la superficie útil del edificio.

Esta tendencia a la reducción del canto del forjado lleva a diversos tipos de patologías. Así en estudios realizados sobre causas o problemas que presentan los edificios de hormigón puede verse que el tipo de daño más frecuente es la fisuración (60%). Por otra parte si se analiza la localización de daños el 36% de los mismos los presentan los forjados, frente al 24% en vigas, 19% en cimentaciones, 13% en soportes y el 8% en otros elementos.

De entre los distintos tipos de patologías, uno de los que ha resultado importante en nuestro país, por el problema del uso del cemento aluminoso es el de la corrosión de la armadura. Cuando se desarrolla la corrosión, los óxidos generados se acumulan sobre la superficie de la armadura produciendo tensiones en el hormigón colindante hasta que se produce una fisura que iniciándose a nivel de la armadura se propaga hacia la superficie del elemento de hormigón [1]. Estas fisuras longitudinales pueden afectar a la capacidad portante del elemento estructural y como consecuencia puede acortarse la vida en servicio del mismo [1-4].

La pérdida de sección de la armadura debido a la corrosión conjuntamente con la formación de fisuras del recubrimiento afectan al Estado Límite Último –ELU– [5], debido a la posible falta de adherencia entre el hormigón y la armadura [2, 6, 8] o a la pérdida de capacidad portante. También el Estado Límite de Servicio –ELS– se ve afectado por la fisuración en sí misma y por el posible incremento de las deformaciones. En el caso de viguetas con secciones muy ajustadas y recubrimientos estrictos, por las razones antes mencionadas, el efecto de corrosión de las armaduras puede ser importante.

Una de las prácticas habitualmente usadas en la reparación de estructuras afectadas por corrosión es la eliminación del hormigón dañado, limpieza del óxido que recubre la armadura y posterior restitución de la geometría del elemento con otro material diferente o con uno de similares características –reparación por parcheo– [9-12]. Sin embargo, no existe demasiada documentación que incluya trabajos experimentales, acerca del comportamiento estructural del elemento reparado [11-15] en especial para el caso de viguetas.

En el presente trabajo se presentan resultados sobre un estudio experimental en el que se ha analizado el comportamiento mecánico de elementos reparados, con un sistema tradicional, y sin reparar sometidos a flexión (viguetas y vigas de hormigón armado) a las que previamente se sometió a un proceso de corrosión acelerada mediante penetración de cloruros en una zona localizada de los mismos, con el fin de estudiar el comportamiento mecánico de la pieza y la eficacia del propio sistema de reparación tanto para el estado límite de servicio como para el estado límite último.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1. Corrosión y reparación de viguetas

Se emplearon en el estudio viguetas de hormigón armado del tipo de las de la fotografía 1 de 4,20 m de longitud cuya sección, armado y datos del material suministrados por el fabricante (valores nominales) se especifican en la Figura 1.

Las viguetas se contaminaron con cloruros en su zona central (bien en la zona de tracción o bien en la de compresión), en una longitud aproximada de 40 cm como se aprecia en la Fotografía 2. Tras iniciarse la corrosión, la propagación se hizo de forma acelerada mediante la aplicación de una corriente exterior. El procedimiento de corrosión acelerada fue similar al descrito en [3, 4] con la variante, en este caso, de que la corrosión se extendió únicamente a la zona contaminada de la viga. Como cátodo se empleó una malla de titanio de iguales dimensiones que la zona contaminada con cloruros. El proceso de corrosión acelerada se hizo imponiendo una corriente de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Este valor se empleó teniendo en cuenta los valores máximos de velocidad de corrosión en condiciones naturales medidos en el laboratorio.

Durante el proceso de corrosión se siguió la iniciación y propagación de la fisura. El ensayo de corrosión de la armadura en zona de compresión, tuvo una duración aproximada de siete meses, hasta que la fisura alcanzó un ancho de 1 mm en la superficie, Fotografía 3. En el caso de corrosión de la armadura en zona de tracción se consideró una pérdida de sección de la misma del 20%, calculado teóricamente. En la

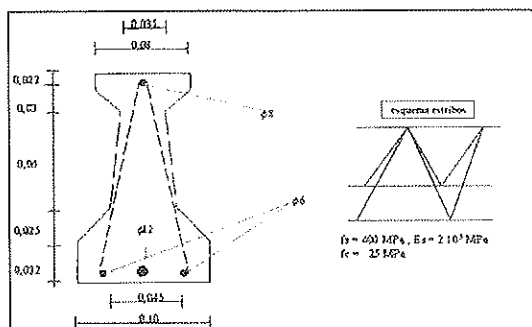
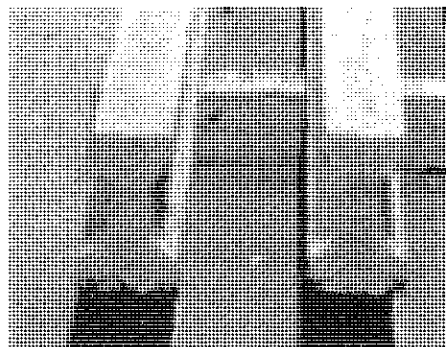
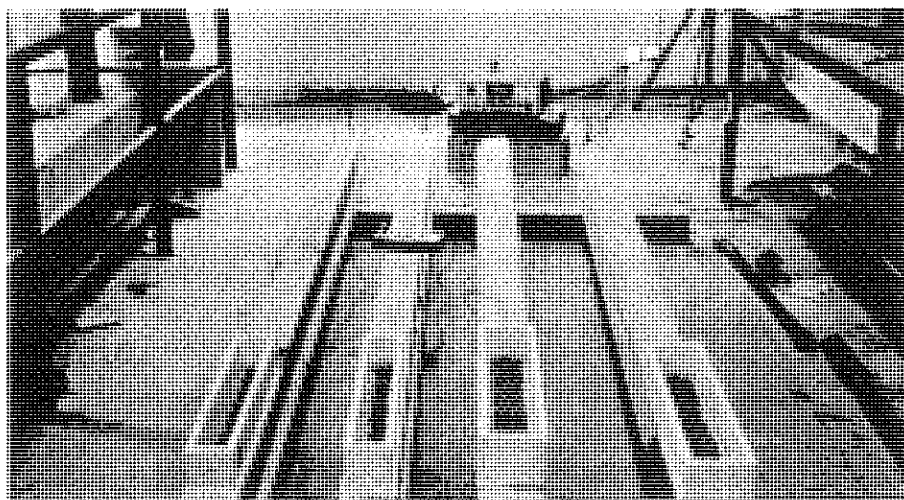


Figura 1.



Fotografía 1



Fotografía 2

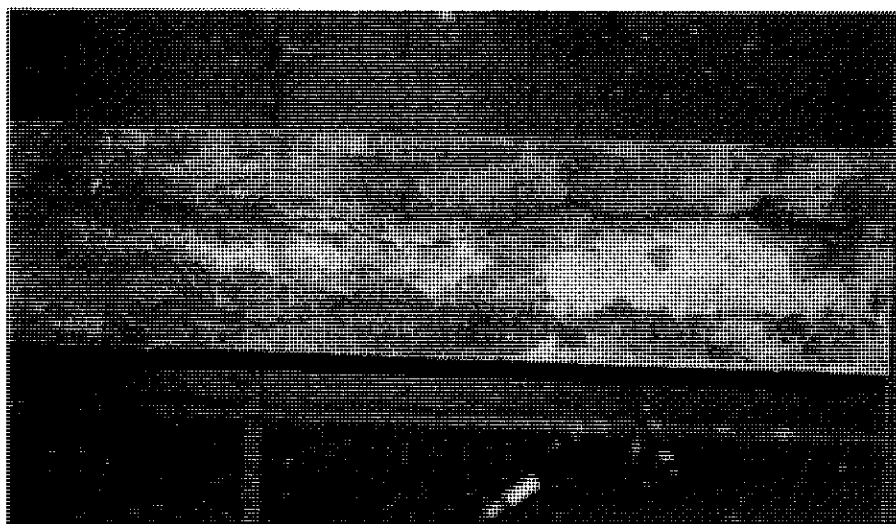


Fotografía 3.

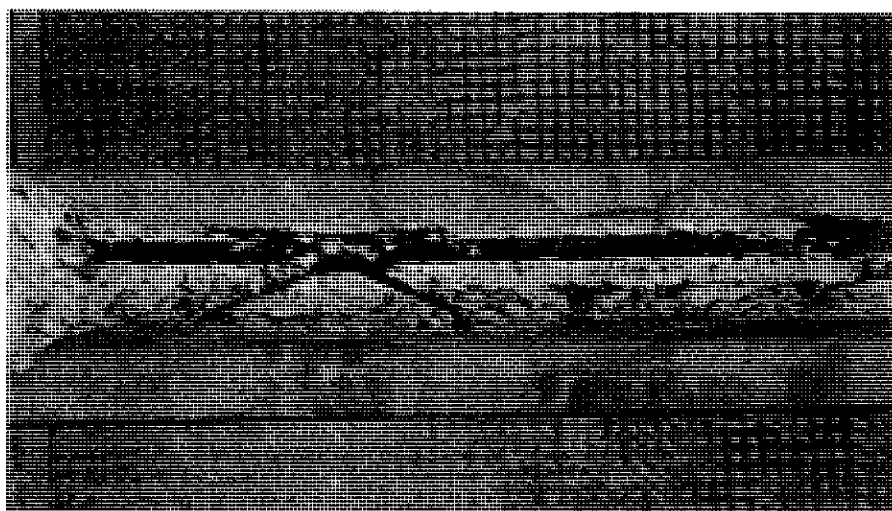
Fotografía 4 se muestra el estado final de fisuración que pudo observarse en este tipo de viguetas.

Terminado el proceso de corrosión se procedió a eliminar el hormigón dañado dejando las armaduras al descubierto, y hasta una longitud en la que la armadura no había sufrido deterioro por corrosión. Posteriormente, se procedió a limpiar las armaduras con el fin de eliminar los restos de óxido y se

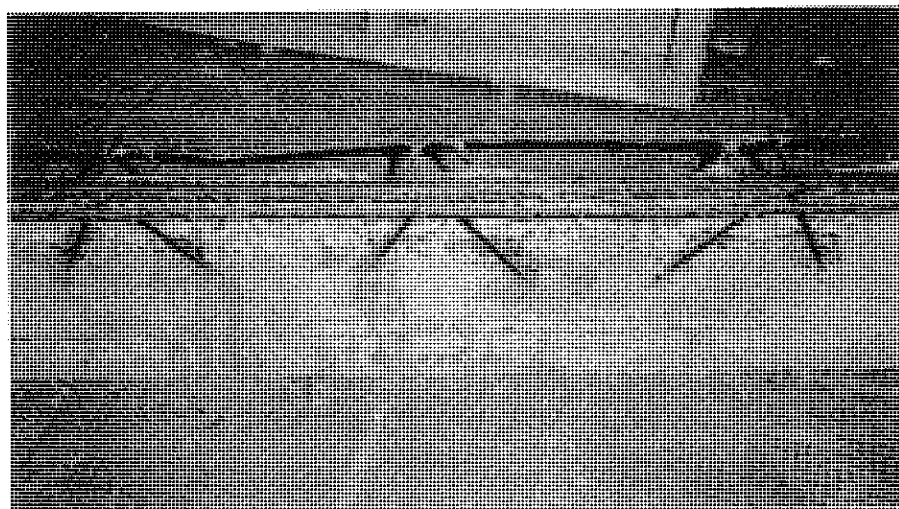
midió el diámetro de la armadura en distintas secciones de la misma así como la penetración máxima –picadura– (calculada a partir de la diferencia entre el diámetro inicial y el medido en la armadura con un calibre en dicho punto) de diámetros con el fin de confirmar los valores de pérdida de sección calculados previamente en forma teórica. En las Fotografías 5 y 6 puede observarse el estado en que se encontraban las armaduras de las viguetas que se iban a reparar.



Fotografía 4



Fotografía 5



Fotografía 6

Se procedió entonces a la restitución del área de hormigón de la viga (Fotografías 7 y 8) empleando para ello un mortero tixotrópico en base cemento (f_c : 75 MPa. a 28 días, adherencia al hormigón: 4 MPa a 28 días, adherencia a las armaduras 30 MPa a 28 días) siguiendo las características de curado especificadas para este material.

2.2. Ensayo a flexión de las viguetas

En primer lugar se procedió al ensayo de flexión de las viguetas patrón con el fin de evaluar el momento de rotura (M_o), obteniéndose un valor medio de 13,30 nK.m que se tomó como referencia para el análisis de resultados. Posteriormente, se procedió al ensayo de flexión de las viguetas, corroídas sin reparar (tipos NRC –zona de compresión– y NRT –zona de tracción–) y reparadas (tipos RC –zona de compresión– y RZ –zona de

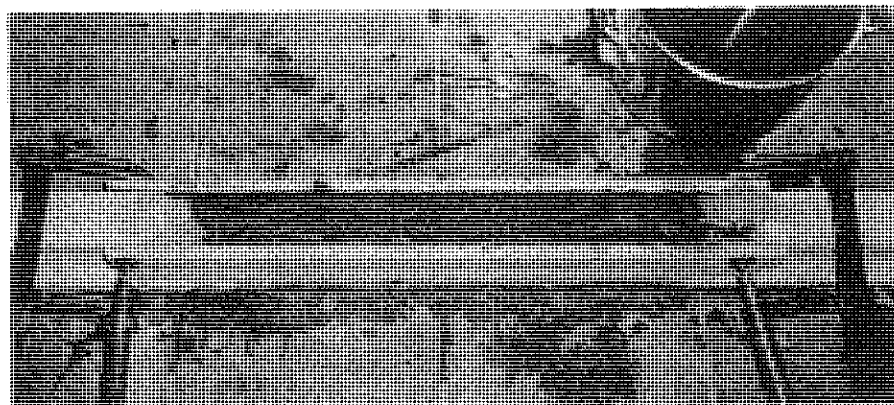
tracción–). Las viguetas se apoyaron a $h/2$, ver Fotografía 9, del extremo y se introdujeron dos cargas puntuales simétricamente dispuestas en los tercios de la luz. Se aplicaron escalones de carga de aproximadamente 1 kN midiéndose las flechas, debidas a cargas instantáneas, en el centro de la viga para cada escalón hasta alcanzar el momento de servicio, estimado a partir del momento último garantizado por el fabricante. A partir de este momento se quitaron los flexímetros y se continuó cargando la viga hasta llegar a rotura.

3. RESULTADOS

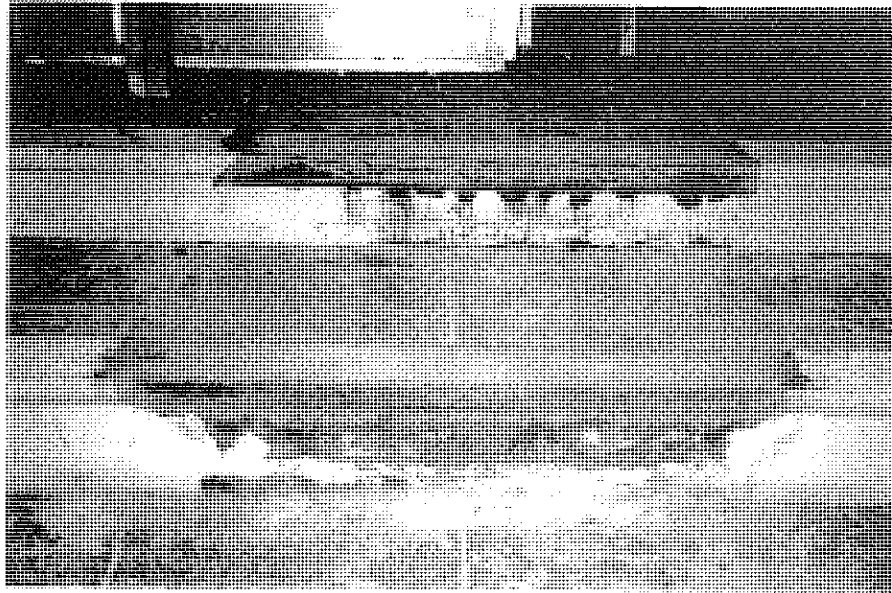
En la Tabla 1 pueden observarse los valores de fisura máxima medios al final del proceso de corrosión así como, las profundidades máxima y media de ataque (penetración) medidas

Tabla I

Viga	Diám. inicial de armadura (ϕ_i) (mm)	Tamaño máx. fisura (mm)	Penetración		Pérdidas de sección	
			Media (μm)	Máx. (μm)	Media (%)	Máx. (%)
RC	8	1	567	1050	26,4	45
RT	6	1,4	415	790	25,7	46
	6		355	760	22	44
	12		250	2856	8	9,2



Fotografía 7



Fotografía 8

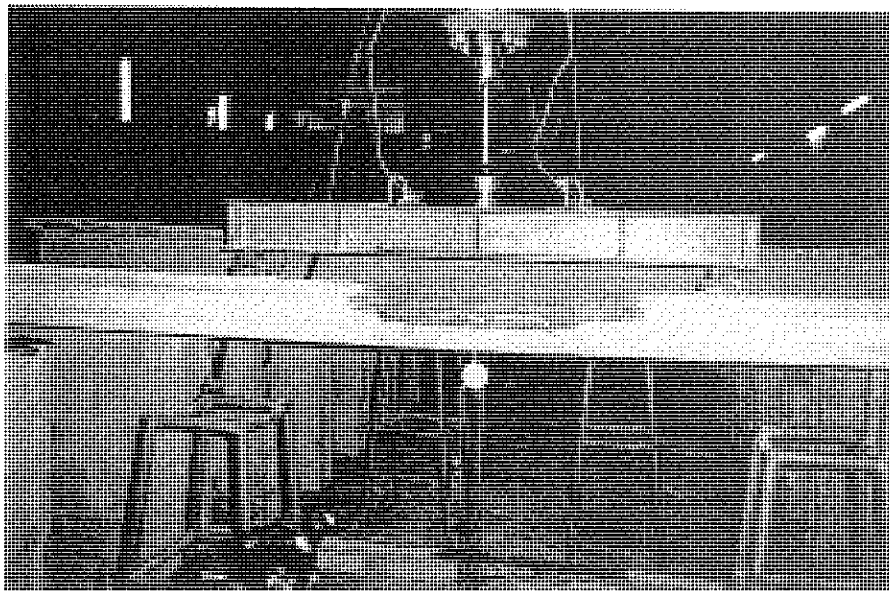
siguiendo el procedimiento indicado en el apartado 2.1. Así mismo, se indican las pérdidas de sección de armadura (medias y máximas) calculadas a partir de los datos anteriores medidos en las viguetas que fueron posteriormente reparadas (Tipos RC y RT).

El comportamiento de las viguetas NRC y RC en cuanto a deformaciones, fue similar en los estadios de carga iniciales como puede verse en la Figura 2. En lo referente a fisuración, si bien la reparada (RC) presentó una fisuración gene-

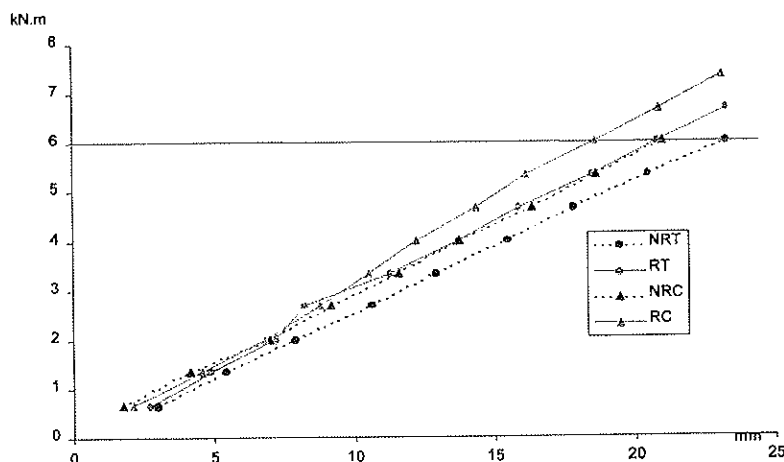
ralizada en su tercio medio en la de tipo NRC apareció una fisura principal en la zona central para valores de carga ligeramente superiores. La rotura (M_{uv}) se alcanzó en ambos tipos para un nivel de carga similar al de la patrón (M_0) si bien con un valor ligeramente superior en la reparada (ver Tabla 2 y Figura 3), que se atribuye a que se ha utilizado un mortero de reparación con una resistencia mayor que la del propio hormigón de la viga. En ambos casos la rotura se produjo por aplastamiento del hormigón en la cabeza de compresión (ver Fotografías 10 y 11).

Tabla 2

	Patrón	NRC	RC	NRT	RT
M (kN.m)	13,30	12,77	14,22	8,11	9,44
M_{uv}/M_0	1	0,96	1,07	0,61	0,71

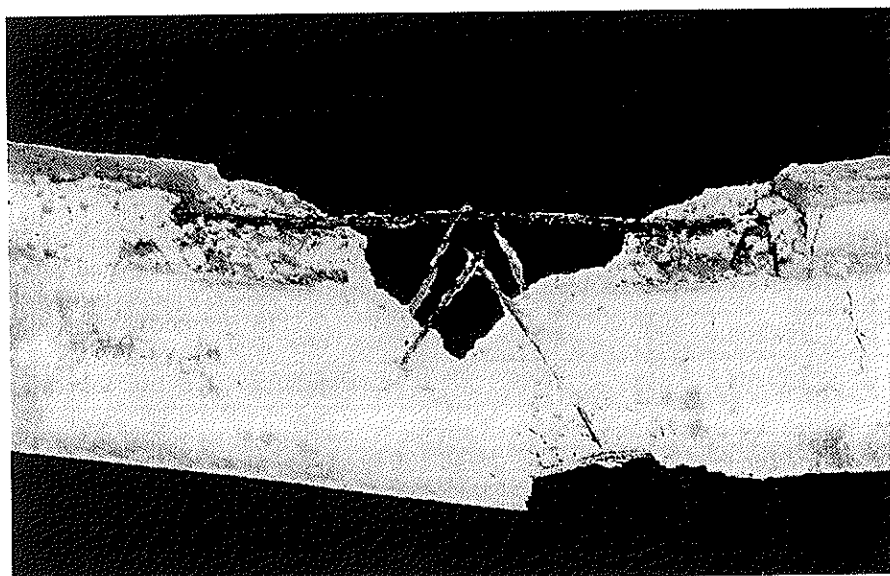


Fotografía 9

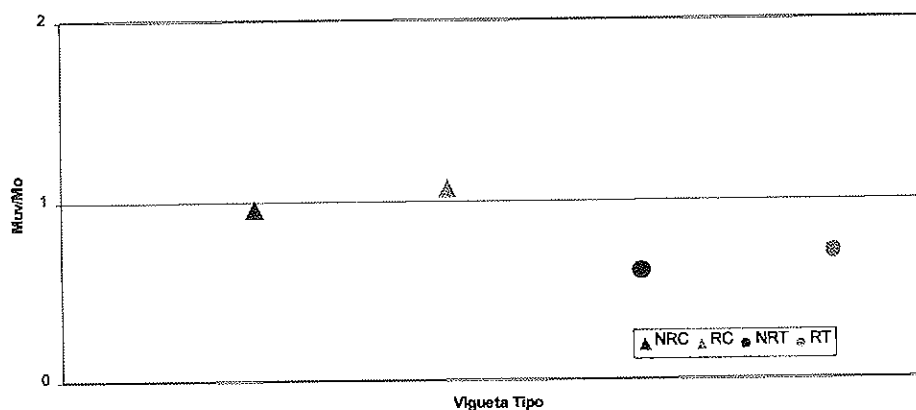
Momentos/flechas en centro de viga para cargas instantáneas hasta el M_{serv} .Figura 2. Momentos /flechas de viga para cargas instantáneas hasta el M_{serv} .

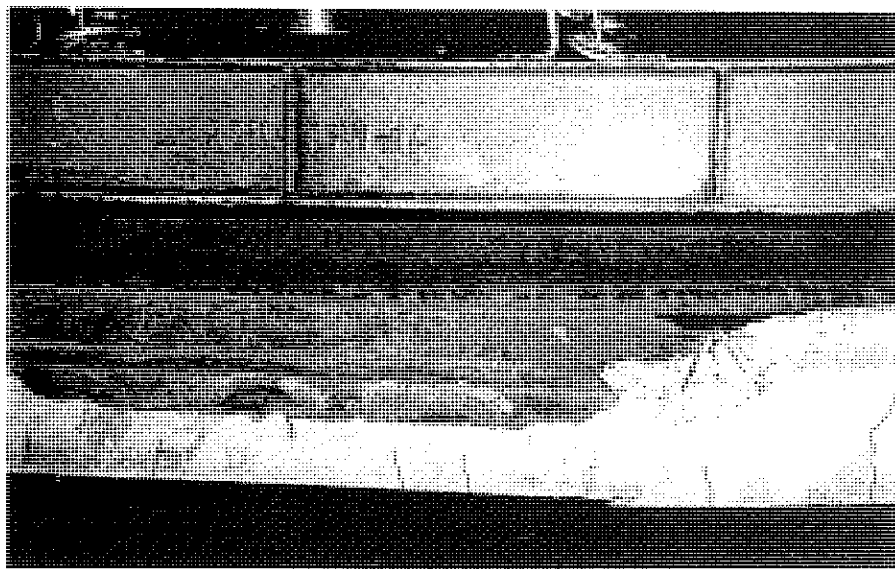
Al igual que en los casos anteriores, para las viguetas con armadura corroída en zona de tracción (NRT y RT) se procedió a realizar el ensayo a flexión mediante escalones de cara. En las Figuras 2 y 3 pueden observarse los valores de flecha de cada una de las viguetas hasta llegar al momento de servicio, así como los valores de momento de

rotura de las mismas respectivamente. La rotura se produjo en ambos casos por flexotracción. En la Fotografía 12 y 13 se muestran las roturas correspondientes a ambas viguetas. La reducción del momento último como era de esperar dadas las pérdidas de sección de armadura, fue importante.



Fotografía 10

Relación M_{uv}/M_o Figura 3. Relación M_{uv}/M_o



Fotografía 11.

4. DISCUSIÓN

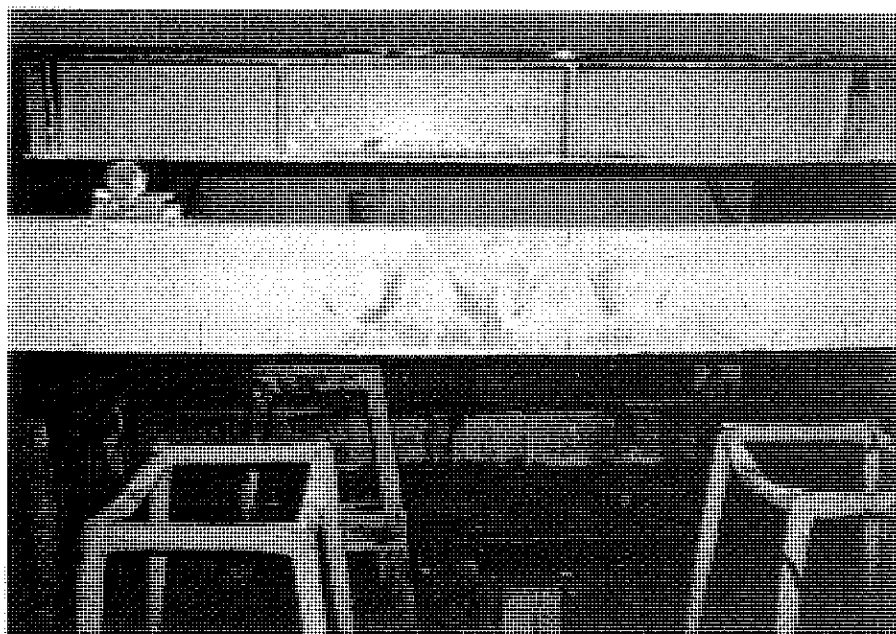
En primer lugar cabe señalar que el sistema de reparación empleado, mortero base cemento sin puente de unión, se comportó según era deseable hasta la carga de rotura del elemento ya que las zonas reparadas trabajaron solidariamente con el hormigón antiguo.

En las viguetas de tipo RT, no se observó una fisuración generalizada en el tercio medio como es habitual en el comportamiento de este tipo de elementos cuando no presentan daños, sino la aparición de una fisura principal y para valores de carga superiores. Este hecho puede deberse principalmente a las características del mortero de reparación empleado, que al ser más resistente que el propio hormigón de la viga comienza a fisurarse más tarde y a que la plastificación de las

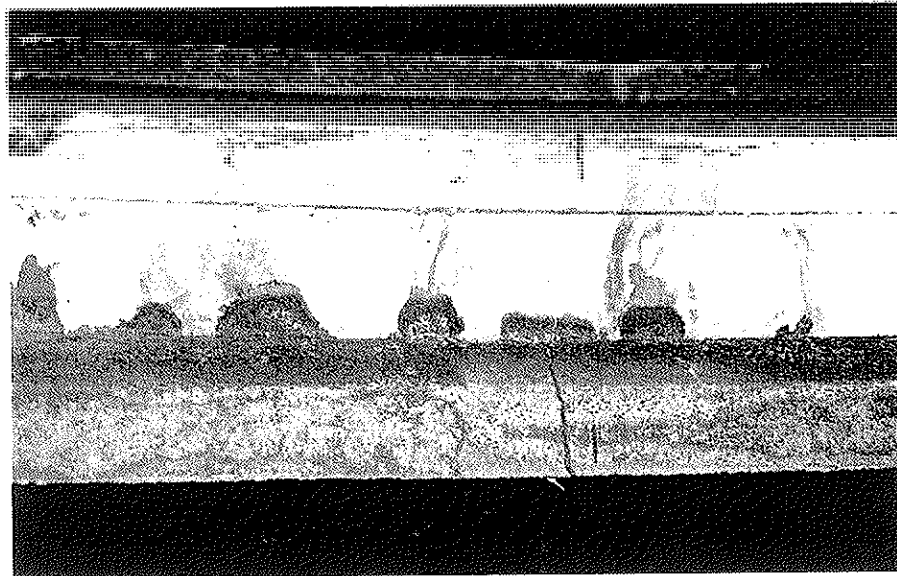
armaduras se produjo para un momento ligeramente superior al de fisuración (debido a la pérdida importante de sección armado en esa zona).

El momento último obtenido mediante el ensayo, es similar al estimado teóricamente, considerando una sección nominal equivalente a la obtenida a partir del diámetro medio de la armadura corroída. Se han tomado en consideración para el cálculo las desviaciones habituales derivadas de considerar el límite elástico real frente al característico.

En lo referente a deformaciones el comportamiento durante el ensayo de las viguetas corroídas (reparadas y no reparadas) y la viga patrón es similar hasta llegar a la carga de servicio, con flechas ligeramente superiores a las de este último, en el caso de las viguetas sin reparar, y ligeramente inferiores en las reparadas.



Fotografía 12.



Fotografía 13.

Las viguetas con armaduras corroídas en zona de compresión (Tipo NERC y RC) presentan un comportamiento hasta rotura análogo al comportamiento de la viga patrón. Mientras que en las viguetas con armaduras corroídas en zona de tracción (Tipo RT y NRT) se observan pérdidas de capacidad portante (μ) del 30 y 40%. El hecho de que los valores de μ sean inferiores en las viguetas no reparadas en la mencionada zona (NRT), puede deberse fundamentalmente a la falta de adherencia debida a la propia corrosión de las armaduras.

Es importante resaltar que una reparación como la aquí realizada, que sólo contempla la limpieza de las armaduras y restitución del hormigón dañado, es aplicable para el caso de elementos en los que la corrosión de las armaduras afecta a las que se encuentran en la zona comprimida del elemento. Sin embargo, y a pesar de que el elemento resistente haya sido dimensionado teniendo en cuenta criterios de deformación o fisuración -ELS- (lo que suele ser habitual en forjados de edificación) este tipo de reparación cosmética, se podría adoptar siempre que, lógicamente, la pérdida de capacidad portante no superara el margen derivado del exceso de armado ante el ELU de resistencia correspondiente. En el caso de los elementos ensayados, cuya zona dañada fue la correspondiente a armaduras en tracción, el margen de seguridad ante ELU de los elementos no es suficiente, por lo que sería necesario, para pérdidas de sección como las que se indican, o bien proceder a reemplazar dichas armaduras o bien colocar armadura suplementaria que garantice un buen comportamiento del elemento para el ELU.

5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos se puede concluir que la reparación local de este tipo de elementos estructurales puede resultar satisfactoria y por tanto no es necesario el reemplazo de todo el elemento ante un tipo de daño como el estudiado en este trabajo.

No obstante, y para obtener un comportamiento óptimo de la reparación, se debe por una parte elegir para reparar la sección de hormigón un material de características similares al del hormigón existente y por otra, seguir las indicaciones del fabricante en cuanto a preparación del soporte y colocación del material.

En cuanto a la necesidad o no de colocación de armadura suplementaria o reemplazo de las existentes, vendrá condicionada por la comprobación del ELU y ELS del elemento deteriorado.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la CICYT por la financiación dada para la realización del proyecto dentro del cual se encuadran estos trabajos. A Jesús Rodríguez Santiago y Ángel Arteaga por su asesoramiento técnico en la preparación del plan de trabajo y al personal de la nave de ensayos mecánicos del IETcc por su inestimable colaboración.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Braun, K. "Prediction and evaluation of durability of reinforced concrete elements and structures" 4th Conf. on Durability of Building Mat. & Components, Singapore, 1997.
- [2] Crimes, WD.; Hartt WH. and Turner, DH. "Cracking of concrete in sea water due to embedded metal corrosion", *NACE-Corrosion* 35 (7) (1979), 309
- [3] Andrade, C.; Alonso, C. y Molina, FJ. "Cover cracking as a function of bar corrosion. Part I. Experimental test". *Mater. Struct.* 26 (1993) 453-464. Research Institute, 1992.
- [4] Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J. y Díez, J.M. "Factors controlling cracking of concrete affected by reinforced corrosion". *Mat & Struct.* Vol 31, 1998.

- [5] Rodríguez, J. y Andrade, C. "Load bearing capacity loss in corroding structures", ACI, Convention, Toronto, 1990.
- [6] Maslehuddin, M.; Allan, IM.; Al-Sulaimi, GJ.; Al-Mana, AI. and Abduljauwad, SN. "Effect of rusting of reinforcing steel on its mechanical properties and bond with concrete", *ACI Materials Journal* (1990) 496-502.
- [7] Rodríguez, J.; Ortega, L.; Casal, I. y Díez, JM. "La corrosión de las armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón" *Hormigón y Acero* 208, 1998.
- [8] Mangat, PS.; Elgarf, MS. "Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams". *Materials and Structures*, Vol. 32; March 1999.
- [9] Fernández, J.; López, P.; Delibes, A. "Una investigación sobre la eficacia de los distintos sistemas de reparación de estructuras dañadas por corrosión". *Cuadernos INTEMAC*, n.º 30, 1998.
- [10] Kudlapur, S., Hanaor A., Balaguru, PN. and Nawy, G. "Evaluation of cold-weather concrete patching materials". *ACI Mater. J.* Agosto 1989.
- [11] Emberson, NK. and Mays GC. "Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part. 3: Reinforced concrete members un flexure. *Magazine of Concrete Research*, n.º 174, 1996.
- [12] Cairns, J. "Loas relief during structural repairs to reinforced concrete beams". *Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs & Bldgs*, 99, 1993.
- [13] Delibes, A.; Fernández, J. "Investigación sobre reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armadura". *Hormigón y Acero*, 172, 1993.
- [14] Ramírez, JL.; Bárcena, JM.; Urreta, JI. y Sánchez, JA. "Métodos de reparación localizada de pilares de hormigón para carga total basados en encamisados metálicos". *Hormigón y Acero*, 197, 1995.
- [15] Valcuende Payá, MO.; González Pérez, G.; Perepérez Ventura, B.; Benlloch Marco, J.; Barberá Ortega, E. "Influencia del tratamiento superficial de las armaduras sobre el comportamiento en servicio de elementos lineales de hormigón armado sometidos a flexión". *Hormigón y Acero*, 189, 1993.

MÉTODOS NUMÉRICOS PARA CÁLCULO Y DISEÑO EN INGENIERÍA

■ Versión Presencial Barcelona, Enero-Julio 2002

Duración

La duración prevista del curso es del 14 de Enero al 14 de Julio de 2002. La Tesis de Máster podrá entregarse hasta el 14 de Diciembre de 2002.

En circunstancias especiales se admitirá una prórroga de esta fecha.

Horario

Asignaturas básicas: de lunes a jueves de 4:00 a 9:00 de la tarde.

Asignaturas de especialidad: de lunes a viernes de 4:00 a 9:00 de la tarde.

Duración:

Las clases se impartirán en aulas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Combinación de las versiones presencial y a distancia

Es posible combinar la participación en las versiones presencial y a distancia del Curso de Máster. Los interesados en esta posibilidad deben pedir información adicional en la Secretaría del Curso

■ Versión a distancia

Inicio y duración

Las clases de la Versión a Distancia se podrán iniciar en dos fechas diferentes: el 14 de Enero y el 10 de Junio de 2002. La duración de la Fase Básica será de unos cinco meses. Finalizada ésta, tendrán lugar los exámenes correspondientes. La Fase de Especialidad se iniciará en Julio de 2002 (para los que inicien el curso en Enero) y en Enero de 2003 (para los que inicien el curso en Junio).

Tutoría por Internet y en los Centros de Apoyo Docente

Los profesores de las diferentes asignaturas ofrecerán tutoría vía Internet. Con este fin se dotará a cada alumno de acceso al Centro de Estudios Virtual en donde se realizarán las tutorías, así como otras actividades del curso a través de Internet. Los exámenes se celebrarán en los Centros de Apoyo Docente (CAD) seleccionados en distintos países. Los CAD prestarán servicios de tutoría presencial a los alumnos del curso, a través de seminarios y/o cursos de apoyo, así como mediante entrevistas personales. En algunas circunstancias se convalidarán asignaturas impartidas en los CAD dentro de otros cursos, por las equivalentes en el Curso de Máster.

Secretaría del XIII Curso de Máster en Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

Edificio C1. Campus Norte UPC

Gran Capitán, s/n

08034 Barcelona, España

Telf.: +34 93 401 74 41 - 93 205 70 16

Fax: +34 93 401 65 17

E-mail: info-master@cimne.upc.es

<http://www.cimne.upc.es>

Centro de Estudios Virtual

<http://cimne.upc.es/cdl>

La rehabilitación del puente sobre el río Ebro en Frías

Rehabilitation of a bridge over river Ebro in Frías

Lorenzo Saldaña

Ingeniero de CCP
Junta de Castilla y León, Burgos



Luis Ortega Basagoiti

Ingeniero de CCP
CECOSA, Madrid



Peter Tanner

Ing. Tit. ETIASA, ingeniero de CCP
CESATA Ingenieros, S.L. Madrid

RESUMEN

Se describe la rehabilitación de un puente arco de hormigón en masa, de 70 años de edad, que presentaba unos daños importantes. Se comentan en primer lugar los ensayos e inspecciones realizados para la adquisición de datos sobre la estructura analizada, así como la introducción de estos datos en los cálculos estructurales. Ésta se ha llevado a cabo empleando técnicas de fiabilidad estructural

SUMMARY

The refurbishment of a 5-span plain concrete arch bridge, 70 years old and with significant damages is described. The tests and inspections carried out to obtain additional information on the structure are also presented, as well as the use of these complementary data for the assessment of structural safety. To this end reliability methods have been applied.

1. INTRODUCCIÓN

Con frecuencia creciente se presenta la necesidad de evaluar la situación resistente de puentes existentes y decidir sobre su posible rehabilitación. En algunos casos esta necesidad surge por el hecho de que la estructura haya sufrido determinados daños o deterioros; en otros por las mayores cargas de tráfico que tiene que soportar respecto a aquéllas para las que fue diseñado en el momento de su construcción.

Esta actividad de evaluación y mantenimiento de los puen-

tes existentes es un trabajo ante el que el ingeniero, en la mayoría de los países, no se encuentra amparado, como en el caso del proyecto de una estructura nueva, por una normativa que la regule. Hasta el momento, la decisión de si la seguridad que presenta una determinada estructura deteriorada es o no aceptable, depende exclusivamente, en muchos casos, del buen juicio y experiencia del ingeniero encargado de llevar a cabo la evaluación. Y sin embargo resulta evidente que, si bien la evaluación de la seguridad actual de una estructura existente presenta ciertas similitudes con los problemas que hay que resolver al proyectar una obra nueva, las diferencias son asimismo notables, no resultando aplicables directamente los criterios y métodos usuales en esta última actividad.

Al proyectar, el cálculo se basa en valores esperados de las cargas y de la resistencia de los materiales y debe tener en cuenta las incertidumbres relacionadas con la ejecución. Sin embargo cuando se trata de analizar una estructura que ya existe, se puede tener un grado de conocimiento considerablemente mayor sobre muchos de esos aspectos. Por este motivo, la aplicación directa, en una evaluación, de los modelos de acciones y de resistencia empleados en el dimensionamiento (y particularmente de los mismos coeficientes parciales de seguridad) llevaría a evaluaciones en exceso conservadoras. Así por ejemplo, el peso propio y cargas permanentes a las que la estructura está sometida pueden ser conocidos con el grado de exactitud que se desee. E igualmente ocurre con las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la estructura. Evidentemente el límite estará en el coste que pueda suponer alcanzar un determinado grado de conocimiento de tales variables.

En el presente artículo se describe la evaluación llevada a cabo de la seguridad estructural del puente sobre el río Ebro en las proximidades de Frías (Burgos) para estudiar la viabilidad de las posibles soluciones estructurales planteadas para su rehabilitación y ensanche, y la posterior ejecución de dicha rehabilitación.

2. CARACTERÍSTICAS DEL CASO ANALIZADO

2.1 Descripción del puente

El puente analizado, situado en la carretera BU-522, cruza el río Ebro en las proximidades de Frías, provincia de Burgos, y fue construido en el año 1927. El puente consta de cinco vanos de 20 metros de luz, aproximadamente, que se salvan mediante bóvedas de hormigón en masa con un ancho de 6,0 m, un espesor de 0,84 m y una relación flecha/luz del orden de 1/7. Las cargas del tráfico se introducen en las bóvedas a través del firme y de un relleno cuyo espesor varía entre 2,86 m en la zona de las pilas y aproximadamente cero en clave. Este relleno queda delimitado lateralmente por unos timpanos de mampostería (espesor: 0,5 m), apoyados a su vez en los arcos (Figura 1). En su estado original, la calzada de unos 5 m de ancho, está limitada por dos pretilas de 0,43 m de espesor y 1,0 m de altura.

En la zona de la margen izquierda del río la estructura se prolonga mediante unos muros de acompañamiento de mampostería cimentados directamente sobre el terreno, con el correspondiente relleno entre ellos. En esta zona, existe un paso inferior de 6 m de ancho, formado por una bóveda de hormigón en masa, que atraviesa los mencionados muros. Una solución similar de muros de acompañamiento de mampostería y relleno existe en el lado opuesto (el más próximo a Frías) con una longitud de unos 12 m, con lo que la longitud total de la obra es del orden de 147 m.

Las pilas de 3 metros de altura tienen un ancho de 9,0 m, aproximadamente, y su espesor varía entre 2,0 m en su base y 1,8 m en su coronación. Se apoyan en un zócalo (9,0 m · 2,5 m · 0,94 m, aproximadamente) que a su vez se apoya en un encepado con una sección en planta de 9,25 m · 3,75 m, aproximadamente, y un espesor que *a priori* se desconoce.

2.2. Antecedentes

Una de las pilas (la segunda desde el lado Frías) acusaba un asiento claramente perceptible, del orden de 0,5 m (Figura 2). En las dos bóvedas adyacentes a esta pila se podían observar grietas que alcanzaban todo el ancho de su sección transversal originadas por este asiento mencionado. Se desconocía el

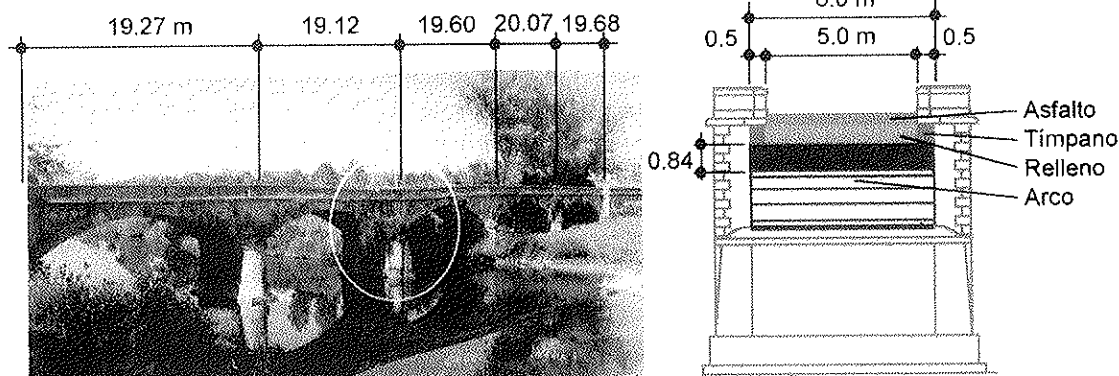


Fig. 1 Vista y sección transversal del puente original.

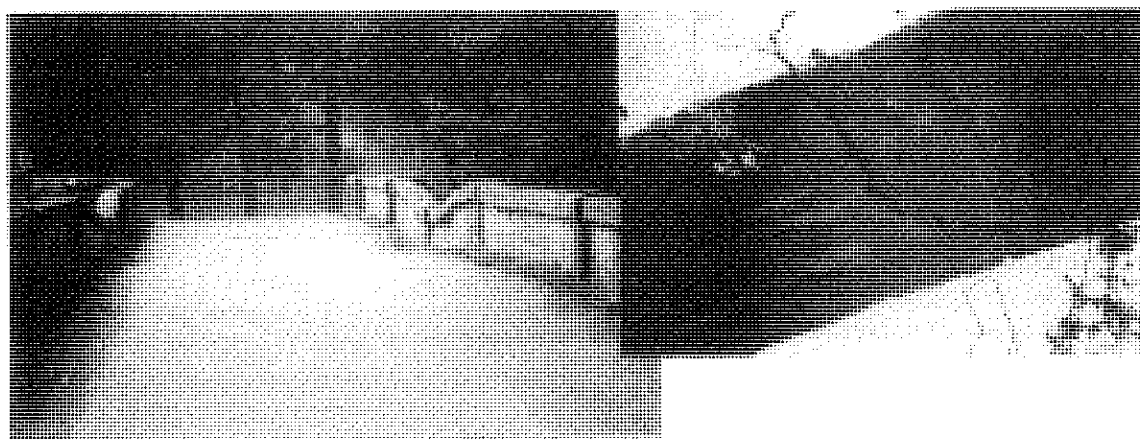


Figura 2. Descenso de apoyo. Grieta en la bóveda.

periodo de tiempo a lo largo del cual se había producido el descenso, y también si éste se había estabilizado y si afectaba a otras pilas. A pesar de los daños fácilmente observables y de que la existencia de los mismos se conocía desde hacía tiempo, el puente se mantuvo abierto al tráfico sin limitaciones hasta el año 1996. Una indicación sobre las posibles causas del asiento de la pila se recogía en un estudio efectuado en 1993 con motivo de la redacción de un proyecto modificado de actuación sobre el tramo de carretera en el que se encuentra el puente y que incluía una posible rehabilitación del mismo. Dicho estudio comentaba que *"Según comunicación verbal de algunos habitantes de Frías que intervinieron en la construcción del puente, las cimentaciones de todos los apoyos se realizaron al abrigo de una empalizada de pilotes de madera, rodeada por un muro de sacos terreros que aminoraba las filtraciones de agua. En el interior de la empalizada se excavaron los acarreos arenosos del río hasta alcanzar el firme, constituido por una arcilla roja dura denominada como "arcillón"; este material debe corresponder con la arcilla del Mioceno detectada en nuestro sondeo. Esta operación se repitió en todos los apoyos, excepto en la Pila 2, donde no se consiguió alcanzar el firme, por lo que hincaron desde el fondo de la excavación una serie de pilotes de madera sobre los que se cimentó la zapata"*.

Inicialmente ese sistema debió funcionar adecuadamente, soportándose las cargas entre las arenas que no se habían excavado totalmente, confinadas por los pilotes de madera, y éstos últimos. Pero posteriormente la corriente de agua pudo haber causado una socavación, a consecuencia de la cual la reacción vertical de la pila se hubiera transferido en su totalidad a los pilotes al desaparecer las arenas. Siendo la resistencia de éstos insuficiente, según esta hipótesis, la transferencia de la reacción a los pilotes hubiera causado el descenso paulatino de la pila.

2.3. Objetivos de la evaluación y de la rehabilitación

A la vista del asiento producido en una de las pilas y de los daños asociados observables a simple vista, se hacía necesari-

rio llevar a cabo una evaluación estructural del puente que aclarara si su rehabilitación resultaba viable y económica, o si por el contrario era más aconsejable su sustitución. Además, se pretendía aprovechar la rehabilitación o sustitución para ampliar el puente existente de forma que el ancho de la calzada pasara a ser de 7,0 m, con una acera a ambos lados de 1,5 m cada una (ancho total de la plataforma: 10,0 m), en lugar de la calzada de unos 5 m de ancho sin aceras existente. Este ensanche resultaba necesario al estar incluida la obra en una vía fundamental para la evacuación del Valle de Tobalina en caso de emergencia nuclear, tal y como se refleja en el Plan de Emergencia Nuclear de Burgos.

3. ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La evaluación de la seguridad estructural del puente [1] se llevó a cabo según un procedimiento por fases descrito con mayor detalle en [2].

Antes de proceder a la primera fase de la evaluación debía recopilarse toda la información disponible sobre la estructura, cuya validez debía ser confirmada mediante una inspección visual. Para poder efectuar la evaluación, en este caso y ante la casi total carencia de información disponible, resultaba necesario completar los datos disponibles mediante mediciones y ensayos.

Esta necesidad de actualización de información abarcaba a los daños inducidos por el asiento de una pila así como otros posibles daños estructurales, la geometría de la estructura, la cimentación y finalmente la relativa a las principales características de los materiales empleados. En los apartados que siguen se incluyen las observaciones más significativas, aparte de alguna información sobre la planificación y la ejecución de las inspecciones, ensayos y mediciones. El apartado 3.4.1 presenta algunas reflexiones sobre la evaluación de ensayos, mientras que las principales hipótesis acerca de la solución estructural (ampliación del tablero) están reflejadas en 4.

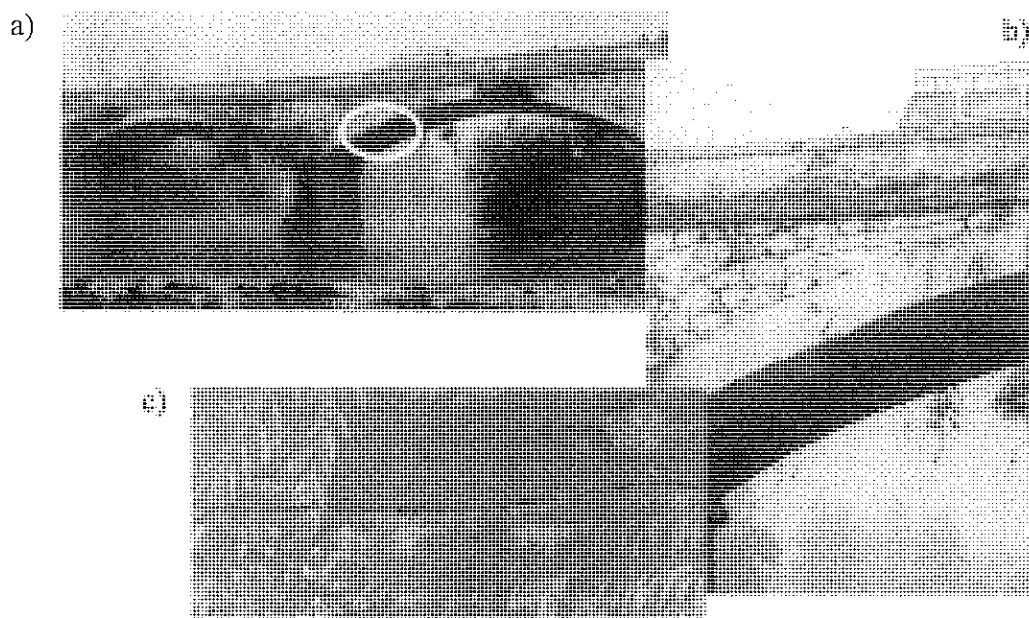


Figura 3. Grieta en la sección de riñón del arco 3. a) vista lateral; b) detalle y c) vista inferior.

3.1. Daños observados

Como se ha comentado, la Pila n.º 2 (contada desde el estribo de la margen derecha) presentaba un considerable asiento de cimentación, detectable a simple vista, de unos 50 cm (Figura 2). En una primera observación, se apreciaba que, como consecuencia de ese asiento diferencial entre dicha pila y las adyacentes (pilas 1 y 3) y de la falta de ductilidad del sistema y de los materiales, se había producido la rotura de los arcos n.º 2 y 3 en los que se formaron grietas a todo el ancho de 6 m. En función de la deformada de los arcos, el lado traccionado correspondía a la cara superior o inferior del arco, lo cual condicionaba la apertura de las fisuras. La grieta con la apertura máxima (del orden de centímetros) en la cara inferior, se observaba en el arco n.º 3 desde el lado Frías, a 3 m aproximadamente de la Pila 2 (Figuras 2 y 3). Las grietas se prolongaban a través de los tímpanos y los pretilos existentes, cuya rotura se había producido por compresión o por tracción, dependiendo de la deformada. El estado de las superficies de rotura en los pretilos permitía presumir que ésta no era reciente.

Aparentemente, y como resulta lógico ante un movimiento diferencial de esa magnitud, los agrietamientos de los citados vanos 2 y 3 respondían a la formación de rótulas con las que se pasaba del esquema estructural original de arco biempotrado hiperestático, al de arco triarticulado isostático que permitía absorber la fuerte deformación impuesta. Esto, sin embargo, no podía afirmarse con absoluta seguridad, por cuanto la abundante vegetación que crecía en las impostas y tímpanos imposibilitaba un examen detallado y preciso de los esquemas de fisuración que presentaban los alzados de la obra.

Además de los daños debidos al asiento de la Pila n.º 2, en esa primera observación no se detectaban otros daños de mayor envergadura, apreciándose únicamente filtraciones de agua y eflorescencias en todos los arcos, particularmente en las zonas adyacentes a las pilas, y abundante vegetación en los tímpanos y pretilos cuyas raíces, además de obstruir los posibles desagües, podían estar deteriorando significativamente las fábricas de mampostería.

Una vez acometida la limpieza de los paramentos laterales del puente pudo efectuarse una observación de los principales daños y desperfectos, especialmente las fisuras, en los vanos n.º 1, 2 y 3 situados en la zona del río, y que, por tanto eran los afectados por los posibles asientos de la cimentación, comprobando que tanto el vano n.º 2 como el vano n.º 3 mostraban fisuras que confirmaban la tendencia a la formación de arcos triarticulados, sin que en los demás vanos se apreciaran más deterioros que las filtraciones de agua y eflorescencias antes citadas y que afectaban a todos los vanos con carácter general.

Aparte de los debidos al asiento de pilas, no se observaron daños de mayor envergadura. Particularmente el estado de las propias pilas y de los estribos era razonablemente bueno.

3.2. Comprobación de la geometría

Además de la citada inspección y observación de daños se efectuaron tres tareas básicas de comprobación de la geometría del puente:

1. Comprobación de las principales dimensiones del puente (luces, anchos, espesor de bóvedas). Esta comprobación permitió rectificar determinadas cotas que aparecían en el plano incluido en el proyecto modificado comentado con anterioridad en el apartado 1.

2. Se obtuvo un perfil longitudinal de la plataforma por nivelación, observándose que mientras en ambos estribos y en las pilas 1, 3 y 4 se obtenía aproximadamente una misma cota relativa (con diferencias de algunos centímetros), para la pila 2 se obtiene una cota 22 cm más baja, lo que ya confirmaba un asiento de al menos esa magnitud, probablemente disimulado por las sucesivas repavimentaciones del puente.

3. Se realizó igualmente un levantamiento del intradós de la boquilla de la bóveda correspondiente al paramento de aguas arriba de cada uno de los cinco arcos. Dicho levantamiento permitió comprobar que, mientras en los arcos n.º 4 y 5 la diferencia de cota entre los arranques no superaba los 2 cm, en el arco n.º 3 el arranque correspondiente a la pila n.º 2 aparecía 48 cm más bajo que el de la pila n.º 3. Este valor coincidía sensiblemente con la estimación realizada del asiento en torno a unos 50 cm. Sin embargo la diferencia de cota entre arranques en el arco n.º 2 resultaba ser de sólo 34 cm. Este hecho unido a que en el arco n.º 1 se observase también una diferencia de cota entre los arranques de 17 cm (con la pila n.º 1 más baja que el estribo), permitía concluir que, en contra de lo observado a simple vista, el asiento no sólo se había producido en la pila n.º 2 (de unos 50 cm) sino también en la pila n.º 1 (de unos 17 cm) hipótesis con la que encajaban todos los valores obtenidos.

Dentro de este contexto de la geometría conviene señalar que no se observaron cambios constructivos o refuerzos posteriores a la puesta en servicio del puente.

3.3. Estudio de la cimentación

Para el estudio de la cimentación, además de un reconocimiento de los materiales aflorantes en el entorno del puente, se llevaron a cabo seis sondeos, coincidiendo con cada una de las pilas y estribos, y se realizó una inspección subacuática mediante buzos, equipados con cámaras de video, del estado de las pilas situadas en el cauce del río.

Las conclusiones más importantes obtenidas de la observación de las columnas de los sondeos y de los ensayos realizados sobre los testigos obtenidos pueden resumirse en lo siguiente:

1. Por debajo del hormigón de zapata de las pilas 1 y 2 y del estribo del lado Frías, se detecta la arcilla roja a la que hace referencia el estudio geotécnico del proyecto modificado citado antes y por debajo de ésta una arcilla arenosa ocre. En las pilas 4 y 5 y en el otro estribo se detectan bajo el hormigón de la zapata otros niveles inferiores de limolita arenisca conglomerática o dolomía arenosa blanca.

2. Los sondeos en los que se atravesó el hormigón de pilas y/o zapatas mostraron que éste presentaba una calidad irregular, localizándose el hormigón peor en la zapata de la pila n.º 3.

3. En la pila 2 se detectó un hueco por debajo de la zapata de unos 0,65 m (Figura 4b), con presencia de maderas, trapos,

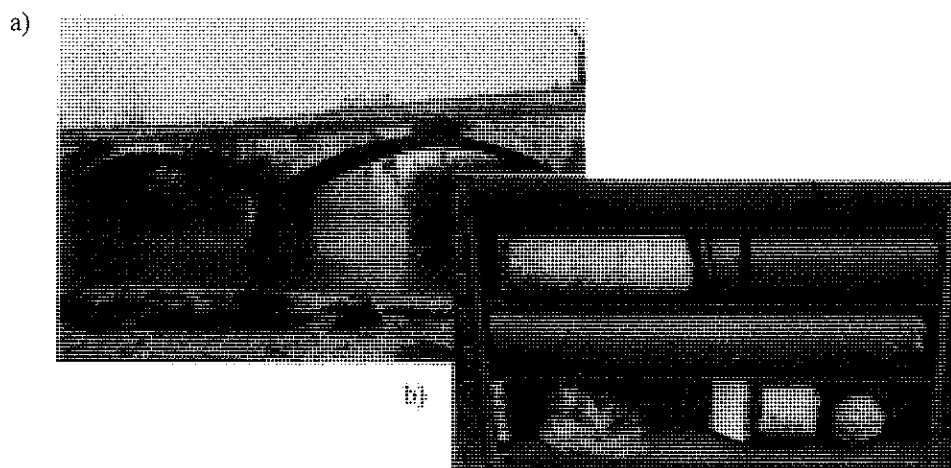


Figura 4. Descenso de la pila 2. a) vista; b) testigo del sondeo.

etc. También se detectaron restos de maderas en el nivel de hormigón de la zapata situado por encima de este hueco. Ambas circunstancias corroboraban las hipótesis comentadas con anterioridad de la cimentación de esa pila empleando pilotes de madera y la existencia de un descalce de la misma, presumiblemente por arrastre de las arenas atravesadas por esos pilotes de madera.

Por su parte, la inspección subacuática permitió confirmar una diferencia de cota apreciable entre el fondo del lecho fluvial en el extremo de aguas arriba de la zapata y el de aguas abajo en las dos pilas inspeccionadas. Esta diferencia de cota resultaba particularmente significativa en el caso de la pila n.º 2 en el que se llega a 2,80 metros (Figura 5). Esta circunstancia reflejaba una tendencia a la socavación en épocas pasadas en ambas pilas, que fue el origen de los asientos de cimentación detectados.

No se observaron, sin embargo, en el perímetro exterior de ninguna de las dos zapatas huecos indicativos de descalces. En consonancia con esto, la contrastación de medidas de los sondeos con las de la propia inspección subacuática permitían concluir que la cota del fondo del río estaba, en el momento de la inspección, claramente por encima de la cara inferior de la zapata. Este hecho y el hueco detectado bajo la Pila 2 en el sondeo corroboraba la hipótesis de que las pilas debieron sufrir unos descalces en épocas pasadas. La socavación, y consecuentemente el descenso de la pila, se pudieron haber estabilizado a raíz de la construcción del embalse (posterior a la construcción del puente) con la subsiguiente eliminación de la corriente del agua. Esto habría facilitado que, posteriormente, los arrastres y acarreo del río hubieran elevado de nuevo la cota del lecho por encima del nivel de la cimentación. Ello no impide que haya podido quedar algún hueco oculto bajo las zapatas, como resto de las socavaciones sufridas en su día.

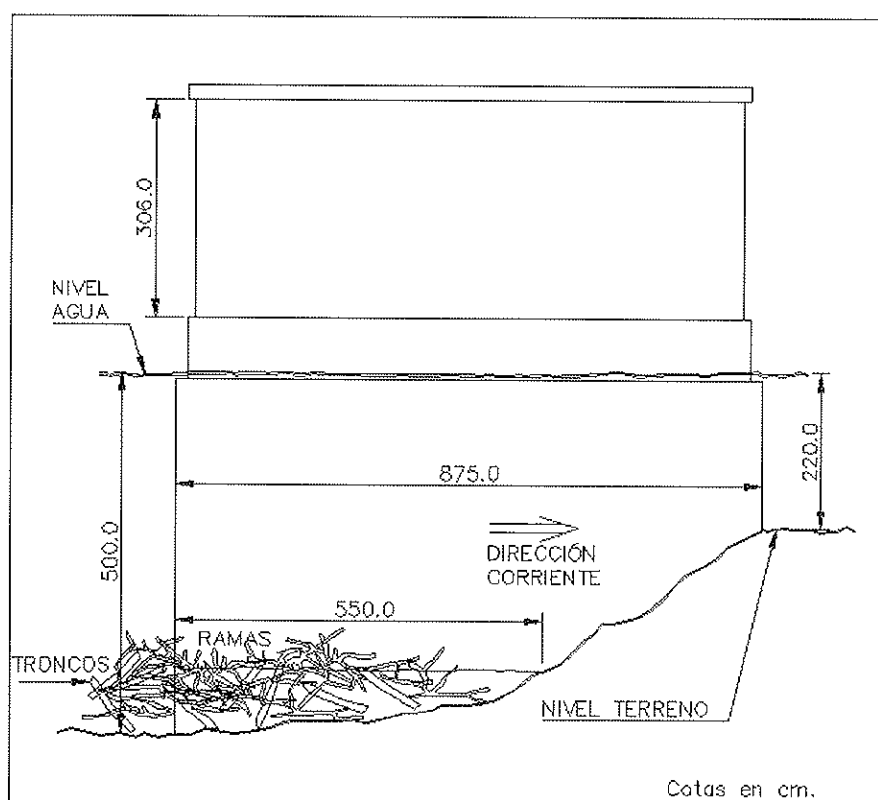


Figura 5. Croquis de la pila n.º 2 obtenido en la inspección subacuática.

Como consecuencia de todo ello y de las conclusiones alcanzadas tras las comprobaciones realizadas sobre la geometría del puente se recomendaba proceder a un recalce mediante micropilotes de las pilas n.º 1 y 2 situadas en el cauce del río (apartado 4).

3.4. Características de los materiales

Al no contarse con documentos originales sobre la obra, ni con reglamentos o normas de construcción vigentes en la época de su realización, no existen conocimientos previos sobre las características de los materiales empleados. Las características más significativas relacionadas con la evaluación de la fiabilidad de la estructura existente y la posterior redacción del proyecto de rehabilitación son la resistencia a compresión y el peso por volumen de los hormigones empleados. Ambas características deben determinarse mediante los ensayos correspondientes.

Mediante una inspección visual se pudo comprobar que los arcos y las pilas y estribos, respectivamente, están constituidos por diferentes hormigones lo que se tenía que tener en cuenta en la elaboración del programa de ensayos. Por otra parte, la observación de las grietas abiertas en las bóvedas permitió confirmar que los arcos estaban efectivamente constituidos por hormigón en masa sin ningún tipo de armadura.

De cara a un estudio de fiabilidad [3], la muestra debía ser representativa, con un número suficiente de ensayos para poder determinar la variación estadística de las características de los materiales con una certidumbre adecuada. Por motivos económicos, sin embargo, en la práctica diaria normal solo se puede efectuar un número limitado de ensayos [4], lo que constituye una fuente de incertidumbres y conduce a errores de estimación: la desviación típica (que representa la variación de los resultados), determinada para una muestra con un número limitado de ensayos subestima normalmente la desviación típica correspondiente a toda la población. En el presente caso, por ejemplo, se extrajo un total de 14 testigos para la determinación de las características de los materiales, 8 de ellos de los arcos y 6 de pilas y estribos.

En el apartado siguiente se comenta el análisis realizado sobre la influencia del número de ensayos y del método de evaluación sobre los resultados obtenidos.

3.4.1. Evaluación de ensayos

Si para una muestra determinada el número de ensayos disponibles es limitado, como suele ser habitual, la evaluación de los resultados, siguiendo los métodos clásicos del cálculo estadístico, puede conducir a valores característicos o de cálculo extremadamente conservadores [5]. En muchos casos pueden existir conocimientos previos que contribuyen a reducir los errores de estimación mencionados, conduciendo a resultados menos conservadores. Por ello, la evaluación de los resultados de ensayos debería llevarse a cabo de acuerdo con modelos estadísticos que permitan la introducción de conocimientos previos: basado en el conocimiento previo de la distribución (distribución a priori) de la variable investigada se

deduce una distribución a posteriori, incorporando los resultados obtenidos en un número limitado de ensayos.

A título de ejemplo se considera la resistencia a compresión del hormigón de los arcos (el procedimiento para las demás características determinadas o actualizadas mediante ensayos es análogo). De la muestra de 8 ensayos se determina un valor medio para la resistencia a compresión de $m_{fc} = 21,2 \text{ N/mm}^2$ y una desviación típica de $s_{fc} = 2,8 \text{ N/mm}^2$. Para el valor característico correspondiente, basado en un cuantil del 5% con un nivel de confianza del 75% y deducido según los métodos estadísticos clásicos [5], resulta $f_{ck} = 15,2 \text{ N/mm}^2$. Es sabido que la función de densidad de probabilidad de la resistencia de los hormigones en general, y de los hormigones de baja resistencia en particular, suele ser del tipo logarítmico-normal.

Además, dependiendo del tamaño de la muestra, su desviación típica, s_{fc} , subestima la desviación típica de toda la población, σ_{fc} . Teniendo en cuenta esta información previa, se puede estimar para la resistencia a compresión un valor característico de $f_{ck} = 16,8 \text{ N/mm}^2$ lo que corresponde a un incremento del orden del 10% en comparación con el valor determinado según los métodos clásicos.

El valor característico de la resistencia a compresión del hormigón así determinado se empleó en la evaluación determinista de la seguridad estructural de los arcos existentes, correspondiente a la primera fase del procedimiento de evaluación [1]. Para un análisis probabilista, sin embargo, un número no es suficiente para describir una variable estocástica: se necesita conocer los parámetros de cada variable; para el hormigón de los arcos, por ejemplo, el valor medio de la resistencia a compresión, $\mu_{fc} = 21,2 \text{ N/mm}^2$, su desviación típica $\sigma_{fc} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, así como el tipo de la función de distribución, en el presente caso logarítmico-normal.

4. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ADOPTADA PARA LA REPARACIÓN

Según se ha señalado anteriormente (ap. 2.3), la actuación sobre el puente tenía un doble objetivo: asegurar su estabilidad y dotarlo de una mayor anchura. Por otra parte, cualquier solución que aprovechara la cimentación y/o pilas del puente existente implicaba la necesidad de recalzar las pilas 1 y 2 siguiendo las recomendaciones resultantes del estudio geotécnico (ap. 3.3).

Inicialmente, las soluciones posibles abarcaban un abanico en el que se incluían:

- La demolición del puente existente y creación de uno nuevo de mayor anchura.
- El aprovechamiento de los estribos, pilas y sus cimentaciones (una vez efectuados los recalces necesarios), para apoyar sobre ellos un nuevo tablero de mayor anchura (ya fuera demoliendo las bóvedas y tímpanos existentes; o construyendo el tablero nuevo dentro de las bóvedas, con voladizos laterales, de forma que éstas quedasen como mero elemento decorativo soportando su propio peso).

- El aprovechamiento desde un punto de vista resistente no sólo de las pilas y estribos sino de las propias bóvedas, apoyando sobre ellas un tablero que permitiese alcanzar la mayor anchura de plataforma pretendida. Esta solución exigía la comprobación de que la bóveda, una vez reparada, era capaz de soportar los esfuerzos a los que fuera a estar sometida.

Resultaba claro que, al ser necesario el recalce sólo en dos pilas, las soluciones aprovechando el puente antiguo reparado resultaban más favorables, razón por la cual, una vez concluido el estudio geotécnico, se desechó la solución de puente nuevo centrándose exclusivamente en las soluciones que aprovechaban la estructura existente rehabilitada.

Por su parte la segunda solución apuntada no se justificaba si las bóvedas reparadas resultaban capaces de soportar los esfuerzos derivados de la construcción de una nueva plataforma. Por ello, el estudio de posibles soluciones se centró en la tercera vía (aprovechamiento de subestructura y bóvedas) que exigía la previa comprobación de la capacidad de la cimentación de las pilas no recalzadas y la capacidad de las propias bóvedas para resistir las nuevas cargas. De cara a ambas cuestiones convenía aligerar al máximo las cargas permanentes que gravitaran sobre la estructura. Las soluciones estudiadas pasaban por la retirada del relleno existente sobre las bóvedas y construcción de un nuevo tablero, con dos alternativas básicas: colocación de éste sobre un relleno ligero (y aligerado) que sustituyera al existente, o apoyo del mismo sobre montantes conectados a las bóvedas, analizando, en este caso, tanto soluciones prefabricadas como *in situ*. En cualquiera de los casos se preveía sustituir el pretil existente por una barandilla metálica, bastante más ligera.

El estudio llevado a cabo permitió comprobar que las cargas verticales por pila resultaban en todos los casos inferiores a las hasta ahora existentes, de forma que la reducción de cargas verticales por pila conseguida por el aligeramiento de estas soluciones respecto a las cargas en la situación primitiva (con relleno sobre las bóvedas y plataforma de 5 m) resultaba de al menos el 25%. En tales circunstancias era obvia la validez de las pilas existentes que no se recalzaban para cualquiera de las soluciones estudiadas puesto que no sólo no se aumentaban las cargas sobre la pila sino que se disminuían de forma apreciable. Respecto a las pilas que debían recalzarse, el tener que dimensionar el recalce para una carga por pila ligeramente mayor en unas soluciones que en otras, no resultaba en absoluto determinante.

Evidentemente, las alternativas analizadas partían de una situación inicial caracterizada por los siguientes aspectos:

- Se suponía que la consolidación de los arcos era posible. A estos efectos se previó la inyección de las grietas mediante un mortero de baja retracción. Para asegurar que el monolitismo de los arcos quedaba restablecido, tal y como se supuso en la evaluación, fue necesario adoptar posteriormente en obra unas medidas adecuadas de control (control visual exhaustivo de todas las inyecciones, extracción de testigos, etc.).

- Se optaba por no levantar las pilas afectadas por los asentamientos de cimentación para restablecer las directrices originales de los arcos. La rasante requerida de la calzada se obtendría

ajustando la altura de los apoyos necesarios para el tablero ampliado.

- Se suponía que el descenso de las Pilas 1 y 2 quedaría totalmente estabilizado mediante el recalce con micropilotes ya comentado anteriormente.

Como resultado de ese estudio previo, se optó finalmente por la solución de tablero ampliado, apoyado en unos montantes tipo tabique, ejecutados en hormigón *in situ*, con una sección transversal de 0,3 - 4,9 m, y de altura variable dependiendo de la directriz de los arcos y de la rasante deseada del tablero. El ancho de 4,9 m permite alojar los tabiques en el espacio entre los tímpanos existentes. La separación de los tabiques en el sentido longitudinal del puente es de 2,8 m, aproximadamente, de forma que el tablero ampliado tiene siete líneas de apoyo por arco, formados por seis montantes y la clave del arco (Figura 6).

El tablero está formado por prelosas cuyo ancho corresponde a la separación de los tabiques en los que se apoyan, y cuyo espesor es de 0,08 m. Sobre estas prelosas se vierte hormigón *in situ* para completar el espesor variable del tablero de 0,2 a 0,3 m, aprovechándolas como encofrado. El trabajo solidario de las prelosas y del hormigón *in situ* queda asegurado a través de la rugosidad de la superficie de las primeras, así como una armadura de rasante adecuada.

Evidentemente la adopción de esta solución exigía la previa comprobación de que las bóvedas, una vez consolidadas, podían soportar los esfuerzos a los que estarían sometidas durante las obras de reparación o durante su período de servicio posterior, una vez rehabilitado el puente.

5. SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LOS ARCOS

La seguridad estructural de los arcos se evaluó aplicando el criterio de verificación definido en las normas de dimensionamiento en vigor. Utilizando los modelos para las acciones y los coeficientes parciales de seguridad según [6] se determinan los efectos de las acciones, S , para la solución estructural propuesta (Figura 6), estableciendo el modelo estructural para la geometría actualizada, y suponiendo arcos monolíticos y descensos estabilizados. La determinación de la resistencia, R , se basó en los modelos y los coeficientes parciales de seguridad de la norma [7], introduciendo las dimensiones geométricas actualizadas, así como el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón determinado en los ensayos correspondientes. La seguridad estructural puede ser expresada a través de un índice determinista, r_{det} :

$$r_{det} = \frac{R_d}{S_d}$$

R_d valor de cálculo de la resistencia

S_d valor de cálculo del efecto de las acciones

En caso de que el índice determinista, r_{det} , resultase superior o igual a 1.0, el elemento analizado alcanzaba el nivel exigido de seguridad estructural según las normas empleadas [6-7]. Si el índice resultase menor que 1.0, la seguridad estructural

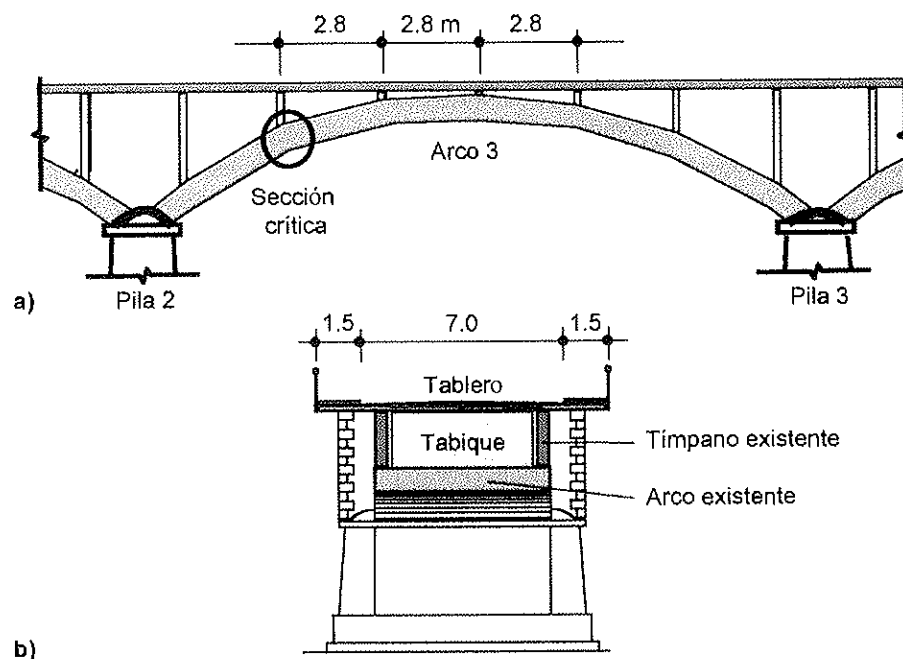


Figura 6. Solución estructural. a) sección longitudinal, b) sección transversal.

no quedaba verificada y resultaba necesario llevar a cabo una evaluación más adecuada [2, 3, 4]. Este análisis determinista puso de manifiesto que el arco crítico era el n.º 3 (desde el lado Frías), adyacente a la pila con el mayor descenso, y que su capacidad portante quedaba determinada por la resistencia de la sección de introducción de la reacción de apoyo del tabique más cercano a la sección de riñón (Figura 6). Se obtuvo un valor mínimo para el índice determinista de $r_{det} = 2,34$, por lo que la seguridad estructural de los arcos existentes quedaba verificada. Parece interesante apuntar que la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad estructural de los arcos existentes se producía durante la excavación del relleno, debido a las cargas asimétricas resultantes (ap. 7.2).

De acuerdo con esto, no resultaba necesario proceder a la segunda fase del procedimiento de evaluación [1]. Sin embargo, con el fin de estimar los beneficios potenciales de los métodos probabilistas se siguió la evaluación según el procedimiento general establecido para tales casos, evaluación cuyo detalle se recoge en [1].

6. CIMENTACIÓN

6.1 Situación

Contrariamente a los arcos —la evaluación de cuya seguridad se ha comentado en el apartado 5 y en [1]— los micropilotes previstos para el recalce de las Pilas 1 y 2 constituyen elementos de nueva construcción. Por ello parecía adecuado efectuar su dimensionamiento y también su ejecución según las reglas y prescripciones de las normas en vigor. Según este enfoque tradicional, se determinó la resistencia de un micropilote como el valor mínimo de la *resistencia del terreno*, T_t , y de la *resistencia estructural* del propio pilote, T_e . Posteriormente, se calculó el número requerido de pilotes, comparando el valor característico de la reacción vertical con la resis-

tencia por pilote. En el presente caso se obtuvieron los valores resumidos a continuación que se refieren a la Pila 2 (numeración desde el lado Frías) y al empleo de micropilotes de 200 mm de diámetro total con tubería de armado de 90 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor.

Según las conclusiones de los estudios geotécnicos efectuados, la resistencia del terreno se cifraba en $T_t = 650$ kN por pilote, mientras que los encargados de la ejecución de los micropilotes cifraban la resistencia estructural por pilote en $T_e = 500$ kN. Para el valor característico de la reacción vertical en la pila 2 se obtiene $PD_k = 10.370$ kN. El número inicialmente requerido de micropilotes, 21 unidades por pila, quedaba por ello determinado por la resistencia estructural de los pilotes, T_e .

Posteriormente, distintas dificultades inherentes a la ejecución y a los plazos previstos para ella, hicieron que se replanteara esa primera situación, tratando de reducir el número de micropilotes. Por un lado, las limitaciones de anchura del puente existente obligaban a la ejecución de los micropilotes en dos fases: una primera con los 16 micropilotes por pila más centrados en la misma y una segunda, con 6 micropilotes más por pila, cuya ejecución resultaba imposible hasta que no se hubiera colocado el nuevo tablero más ancho. Por otra parte, estos últimos micropilotes quedaban ubicados en las zonas de los tajamares de las pilas, alguno de los cuales presentaba un hormigón de peor calidad, por lo que preocupaba que durante su ejecución pudiesen resultar dañados.

La cuestión residía, por tanto, en determinar si la resistencia estructural es suficiente para el número de pilotes de la primera fase (16 por pila), que por otra parte era el necesario desde el punto de vista de la resistencia del terreno, T_t . A estos efectos se contempló la situación en la que se hubieran colocado 16 micropilotes por pila y se evaluó su seguridad estructural mediante un análisis probabilista [8].

6.2. Seguridad estructural de la cimentación - análisis probabilista

Para la evaluación de la seguridad estructural de la cimentación con 16 micropilotes se adoptó el procedimiento establecido en [3], empleado también en [1], que está basado en el axioma de que una correcta aplicación de las normas en vigor conduce a una estructura fiable en el marco de dichas normas. A estos efectos conviene mencionar que los micropilotes constituyen elementos mixtos de hormigón y acero por lo que se puede aplicar la norma [9] para la determinación de su resistencia. La aplicación de esta norma también resulta necesaria desde el punto de vista del análisis probabilista a efectuar, puesto que se desconocen los parámetros de las variables que están detrás de las reglas que conducen a una resistencia estructural por pilote de $T_e = 500$ kN (ap. 6.1). Sin el conocimiento de estos parámetros, un análisis probabilista resulta imposible.

El primer paso de la evaluación consiste en la determinación del número necesario de pilotes según las normas de acciones y de resistencia en vigor [6] [9]. El análisis pone de manifiesto que para micropilotes un valor nominal de la resistencia estructural de $T_e = 500$ kN (según la definición empleada por los encargados de su ejecución, apartado 6.1), fabricados con hormigón con un valor característico de la resistencia a compresión de $f_{ck} = 25$ N/mm² y con una tubería de armado de acero (diámetro exterior: 90 mm, espesor: 10 mm) con un valor característico del límite elástico de $f_{yk} = 355$ N/mm², se requieren 17,2 micropilotes para que la cimentación pueda considerarse fiable según el *axioma mencionado*. Este número teórico de micropilotes, determinado de manera que el índice determinista cumpla la condición $r_{norma} = R_d / S_d = 1.0$ [1] [8], era sensiblemente inferior al número determinado inicialmente por los encargados de la ejecución de los micropilotes. Esta diferencia se debía básicamente al formato de seguridad habitualmente empleado por ellos en el dimensionamiento de cimentaciones y que no correspondía al adoptado en normas estructurales modernas [6] [9].

En un segundo paso se calculó el índice de fiabilidad, β_{norma} [1] [8], para la cimentación fiable con 17,2 pilotes. La Función Límite a emplear se deduce de las reglas de la norma [9] para la verificación de la seguridad estructural de elementos mixtos sometidos a un esfuerzo axial de compresión, adaptándolas al caso de los micropilotes:

$$\frac{n}{1.2} [0.85 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot A_c + f_y \cdot A_a] - [PD_a + PD_t + PD_c + PD_{cm} + PD_{sub} + PD_q + \psi_o PD_p] = 0 \quad (2)$$

n número de micropilotes (la división por un coeficiente 1.2 tiene en cuenta las incertidumbres asociadas con la ejecución; este coeficiente se adopta en analogía con la práctica habitual del dimensionamiento de micropilotes)

f_c resistencia a compresión del hormigón (los coeficientes tienen en cuenta: 0.85: relación entre la resistencia del hormigón de la estructura y la determinada en ensayos normalizados; 0.9: hormigonado vertical)

f_y límite elástico del acero de la tubería de armado

A_c área de la sección de hormigón

A_a área de la sección de acero

PD_i reacción vertical en la Pila Dos debido a, respectivamente, peso propio de los arcos ($i = a$), peso propio de los tímpanos (t), peso propio de los elementos de hormigón de nueva construcción (c) (montantes y tablero), cargas permanentes (cm), subestructura (sub) (pila y encepado existentes), tráfico rodado (q), tráfico peatonal (p).

ψ_o coeficiente de simultaneidad para la acción variable concomitante (se adopta $\psi_o = 0.6$)

Utilizando los parámetros de las variables de la FL (2) que se supone que se han tenido en cuenta en la calibración de las normas [6] [9] (deducidos o tomados de [10-11]) se calcula el índice de fiabilidad según el método FOSM, empleando el programa [12] que trata las variables de acuerdo con [13]: $\beta_{norma} = 6.41$.

Para el cálculo del índice de fiabilidad de la cimentación asumida con $n = 16$ pilotes, β , se introducen en la FL los parámetros actualizados de las siguientes variables (Tabla 1):

- reacciones verticales debidas a, respectivamente, peso propio de los arcos, PD_a , y de la subestructura, PD_{sub} , (basadas en la determinación de pesos específicos de los materiales y de las dimensiones de las secciones transversales) así como de la reacción vertical debida al tráfico rodado (actualización de PD_q basada en el modelo de cargas de tráfico de [6], mediante una simulación del tráfico "real" [14]).

- áreas de las secciones de hormigón, A_c , y de acero, A_a (actualización basada en mediciones de la sección transversal de los pilotes efectuadas en obra).

Para los demás parámetros se emplean los mismos valores que también se adoptan en la determinación del índice β_{norma} . De esta manera se obtiene para el índice de fiabilidad de la cimentación con 16 micropilotes ya ejecutada en la primera fase, un valor de $\beta = 7.74$.

Al resultar $\beta > \beta_{norma}$ la cimentación con 16 micropilotes tenía una fiabilidad suficiente, por lo que se aceptó la realización del recalce con sólo los micropilotes de la primera fase.

Al igual que en el caso del análisis probabilista de los arcos [1] se puede destacar que si no se hubiera cumplido la condición anterior, se podría haber incrementado la precisión del análisis, mejorando los modelos de las acciones y de la resistencia a través de la adquisición de más información relativa a las variables con los mayores valores absolutos de sus correspondientes factores de influencia, α_x^* . En el presente caso se trata, en este orden, del área de la sección de hormigón de los pilotes, A_c , con $\alpha_{Ac}^* = 0.631$, la reacción debida a la subestructura, PD_{sub} , con $\alpha_{PD_{sub}}^* = -0.418$ y el límite elástico del acero de la tubería de armado, f_y , con $\alpha_{fy}^* = 0.412$. Aunque para los pilotes la importancia relativa de la resistencia a compresión del hormigón, f_c , sea muy superior que en el caso de los arcos, ésta solo aparece en cuarto lugar con un factor de influencia de $\alpha_{fc}^* = 0.354$.

Tabla 1. Parámetros actualizados y asumidos de las variables para la determinación del índice de fiabilidad, β de la cimentación con 16 pilotes y resultados del análisis según el método FOSM

Variable	Tipo	Sesgo μ_x/X_{nom}	cov σ_x/μ_x	Valor nominal X_{nom}	Media μ_x	Desviación típica σ_x	Factor de influencia α_x^*	Valor de cálculo X^*
f_c	LN	1.28	0.11	25 N/mm ²	32	3.52	0.354	23.55
f_y	LN	0.99	0.05	355 N/mm ²	351.5	17.57	0.412	299.3
A_c	N	1.0	0.1	29046 mm ²	29046	2905	0.631	15000
A_a	N	0.99	0.02	2369.7 mm ²	2346	46.9	0.169	2000
PD_a	N	1.0	0.1	2151.2 kN	2151.2	215.1	-0.195	2475
PD_l	N	1.04	0.06	533.6 kN	554.9	33.3	-0.03	562.7
PD_c	N	1.07	0.1	1657.8 kN	1773.8	177.4	-0.16	1994
PD_{cm^-}	N	1.2	0.25	485.8 kN	583	145.7	-0.132	731.7
PD_{sub}	N	1.0	0.11	4202 kN	4202	462.2	-0.418	5698
PD_q	Gumbel	0.8	0.125	1188 kN	950.4	118.8	-0.147	1081
PD_p	Gumbel	0.96	0.125	151 kN	145	18.1	-0.015	144

7. INTERVENCIÓN

7.1. Consideraciones iniciales

Debido a los daños observados en la estructura existente, y muy particularmente en los Arcos 2 y 3, resulta arriesgado acceder al puente con la máquina de pilotes. Por otro lado, la construcción de una estructura auxiliar a estos efectos no resultaría económica. De ahí la necesidad de consolidar en primer lugar los arcos dañados de forma que tuvieran resistencia suficiente frente a las acciones inducidas por la máquina mencionada, incluidos los efectos dinámicos. La relación entre estas acciones y el peso propio de la estructura original, particularmente del relleno, permite excluir un descenso adicional de las pilas a causa de los trabajos de pilotaje.

7.2. Ejecución

Teniendo en cuenta los condicionantes arriba mencionados, se adoptó un proceso constructivo cuyas etapas principales se reflejan a continuación:

- Primera fase de consolidación de los Arcos 2 y 3 mediante inyección de las grietas de momentos positivos (abiertas en la cara inferior de los arcos) e inyección parcial de las grietas de momentos negativos.
- Recalce de las Pilas 1 y 2 mediante micropilotes.
- Demolición de la plataforma existente (vaciado de las bóvedas).
- Segunda fase de la consolidación de los Arcos 2 y 3 mediante inyección de las grietas de momentos negativos desde su cara superior.

- Construcción de los tabiques de apoyo del tablero.
- Colocación de prelosas y hormigonado del tablero.
- Acabado y limpieza.

La fase de excavación del relleno de las bóvedas suponía, como ya se ha comentado, la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad de los arcos, a causa de las flexiones inducidas por las cargas asimétricas que resultan en función de las diferentes fases de excavación. Por este motivo se estableció la profundidad máxima de excavación para cada etapa de forma que el índice determinista, r_{det} determinado de acuerdo con la relación (1) correspondiera aproximadamente a la unidad.

Los trabajos de rehabilitación se iniciaron en el mes de febrero del año 1997. En la fecha prevista, en junio del mismo año, se abrió el puente rehabilitado y ampliado al tráfico (Figura 7).

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, propietaria del puente de Frías, así como al personal de la empresa GEO-CISA que intervino en la rehabilitación del puente, por su colaboración durante la realización del trabajo aquí presentado. También se agradece el apoyo prestado por todos los colaboradores de CESMA Ingenieros que han contribuido de alguna manera al Proyecto de ejecución y la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra.



Figura 7. Puente rehabilitado.

REFERENCIAS

1. TANNER, P. y ORTEGA, L. Rehabilitación de puentes del pasado. Una tarea del futuro. *Hormigón y Acero*, n.º 216, 2.º trimestre de 2000.
2. KUNZ, P., BEZ, R. et HIRT, M.A. *L'évaluation des structures existantes*. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, n.º 5, 1994, pp. 66-73.
3. SCHNEIDER, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Bauingenieure. Verlag der Fachvereine AG, Zürich, und Teubner Verlag, Stuttgart, 1994. ISBN 3-519-0504-4. (Teubner)
4. TANNER, P. Interaction between planning, execution and evaluation of tests. In: Evaluation of existing steel and composite bridges, IABSE Report n.º 76, Zürich, 1997. ISBN 3-85748-091-2.
5. van STRAALLEN, L., VROUWENVELDER, T. Comparison of statistical evaluation models. Proceedings, IABSE - Colloquium. "Basis of Design and Actions on Structures. Background and application of Eurocode 1", Delft, March 27-29, 1996.
6. IAP. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1998.
7. ENV 1992-1-6. Design of concrete structures - Plain concrete structures. European Committee for Standardisation, Brussels, 1994.
8. TANNER, P. y ORTEGA, L. Evaluación de la seguridad estructural futura de puentes del pasado. En: *Nuevas Técnicas de Evaluación Estructural, Rehabilitación y Refuerzo de Estructuras*, Grupo Español de IABSE, Madrid, 1999. ISBN 84-930872-0-3.
9. RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos en carreteras. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1996.
10. SCHNEIDER, J. Some thoughts on the reliability assessment of existing structures. *Structural Engineering International*, Zürich, Volume 2, n.º 1, 1992, pp. 13-18.
11. BAILEY, S.F. Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Lausanne, Swiss Federal Institute of Technology, 1996. (thesis n.º 1467).
12. VaP. Computer Program VaP (Variables Processor) 1.6 for Windows. Zürich, IBK - Swiss Federal Institute of Technology, 1997.
13. HASOFER, A.M. and LIND, N.C. Exact and invariant second moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, vol. 100, 1974, pp. 111-121.
14. SOBRINO, J.A. *et al.* Structural evaluation of existing concrete bridges. Assessment and strengthening of a prestressed concrete box-girder bridge. In: *Bridge Assessment, Management and Design* (Barr, Evans, Harding, Eds.), Amsterdam, Elsevier Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.

COMISIÓN C5

Estructuras y elementos estructurales

José M.^a Arrieta Torrealba
 Presidente de la Comisión C5
 ALATEC-PROES

1. Expectativas de la Comisión

El objetivo fundamental de esta Comisión es el proyecto global de estructuras, así como el de elementos estructurales concretos, teniendo en cuenta todas sus fases, desde el diseño conceptual hasta la propia construcción, pasando por el análisis, dimensionamiento, detalles, etc.

Por ello, sus áreas tendrán que ver con todos los aspectos relacionados con el proyecto de estructuras de edificación, puentes, presas, cubiertas, depósitos, estructuras marítimas, etc. En ocasiones, se tendrá en cuenta no tanto un tipo determinado de estructura, como un elemento estructural; así, por ejemplo, pueden ser objeto de estudio las cimentaciones, los soportes, etc.

Todos sabemos que gran parte de estos aspectos tienen que ver con la normativa técnica, que es quien fija los criterios y procedimientos para la realización del proyecto. Por este motivo, esta Comisión considera también muy necesario ocuparse de complementar a la normativa, tanto nacional como internacional, aclarando su forma de aplicación en cada estructura, desarrollando los procedimientos que permitan una mejor utilización de las normas o ampliando su contenido incidiendo en los fundamentos de las mismas.

2. Nuestros inicios y primeros resultados

Nuestra actividad como comisión comenzó en abril de 1999, no partimos de cero, pues recogimos alguno de los grupos de trabajo de GEHO. Precisamente, nuestra primera publicación tiene sus orígenes en el Grupo III/2 "Detalles de armado" de la Comisión III "Dimensionamiento" de GEHO. En su momento se llevó a cabo un documento que contenía los fundamentos sobre los que se basa el desarrollo de los detalles de armado.

En el seno de este grupo se elaboró un capítulo que contenía los fundamentos sobre los que se basa el desarrollo de los detalles de armado, como parte de un documento más amplio que trataría sobre dichos detalles, que no llegó a materializarse.

La aparición en la Instrucción EHE del método de bielas y tirantes, que permite tratar los detalles de armado de forma sistemática, unido a la claridad y rigor con que están tratados los aspectos conceptuales de dichos detalles en ese texto, nos hizo plantearnos llevar a cabo su publicación independiente como monografía. Así surgió la Monografía M-3 "La definición de la armadura en estructuras de hormigón. Consideraciones para el proyecto", con el objeto de ayudar al técnico a comprender algunas prescripciones de la EHE y asimismo a desarrollar otras soluciones no incluidas en la misma.

3. Grupos de trabajo: elementos estructurales

Nuestro interés se centra en analizar el proyecto de determinados elementos estructurales, independientemente del tipo de estructura a la cual pertenezcan, con la idea de sistematizar su proyecto, integrando aspectos que en ocasiones se encuentran dispersos, completando el contenido de la normativa y analizando problemas específicos que su diseño plantea.

GT 5/2: Proyecto de elementos estructurales de cimentación

Las cimentaciones son unos de los elementos estructurales muy específicos, cuya misión es garantizar la adecuada implantación de la estructura en el entorno, estableciendo la relación entre la estructura y el terreno en que se sitúa.

Este grupo de trabajo, que proviene de GEHO, tiene como objetivo la redacción de una publicación sobre el proyecto de cimentaciones, basado en la Normativa actual. Se pretende que englobe de forma unificada el tratamiento de las tipologías de cimentaciones más utilizadas: zapatas (aisladas o corridas), vigas y placas de cimentación, pilotajes, etc. Se trata de proporcionar de forma concisa los criterios de diseño de estos tipos de cimentaciones, ilustrando y completando las especificaciones de la normativa y, todo ello, acompañado de ejemplos que clarifiquen la aplicación práctica de los mismos.

GT 5/4: Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas

El proyecto de soportes esbeltos requiere la realización de un análisis que tenga en cuenta tanto la no linealidad mecánica como la geométrica, por lo que su cálculo resulta especialmente complejo y requiere el conocimiento previo de todas las características de la estructura, armaduras incluidas.

Las diversas normativas abordan este cálculo mediante el establecimiento de simplificaciones que permiten de forma sencilla y directa la realización de su dimensionamiento.

Para el desarrollo del estudio de los aspectos normativos relacionados con el proyecto de soportes esbeltos, este grupo ha organizado su trabajo en varias etapas, que cubren algunos de los aspectos más significativos del problema:

- Estudio de las formulaciones simplificadas para soporte aislado que plantean las normas de otros países, comprobando su campo de validez y grado de aproximación mediante el establecimiento de comparaciones con métodos más exactos. Esta etapa se encuentra en fase de redacción y se publicará próximamente como una monografía de ACHE.
- El cálculo de soportes de pórticos de edificación, en algunas normativas entre las cuales se encuentra la nuestra, parte de su asimilación a soportes aislados equivalentes, para lo cual hay que decidir sobre la traslacionalidad o intraslacionalidad de la estructura, lo que no siempre resulta claro. Otras normativas plantean métodos simplificados diferentes, por ejemplo, métodos basados en la utilización de rigideces reducidas. El estudio y comparación de los diversos métodos disponibles para la resolución de este problema constituye la segunda fase de los trabajos de este grupo, que se encuentra en fase de iniciación.

Otros objetivos planteados son el estudio de soportes esbeltos correspondientes a dos tipos de estructuras concretas: pilares prefabricados de edificación y pilas esbeltas de viaductos, cada una de las cuales aporta sus peculiaridades al análisis.

4. Grupos de trabajo: normativa estructural

Nuestra incorporación activa a la Unión Europea junto con el proceso de globalización hace que cada vez seamos menos ajenos a las normativas estructurales internacionales y que éstas nos afecten de forma más directa.

Los Eurocódigos Estructurales para establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y trabajos de ingeniería civil que sirviese, inicialmente, como una alternativa a los diferentes reglamentos y normas vigentes en los distintos estados de la Unión Europea, eliminando de este manera las barreras técnicas existentes entre los diversos países.

Otras normas como A.C.I., British Standard o AASHTO resultan también de interés si nos encontramos ante la necesidad de desarrollar un proyecto en determinados países, o simplemente como normativas de referencia que nos informan sobre otras formas alternativas de abordar aspectos de un proyecto.

Por otra parte, en paralelo con lo expuesto anteriormente, durante los últimos años hemos asistido a un proceso intenso, todavía en marcha, de profunda renovación y actualización de la normativa estructural nacional, lo que ha dado lugar a la aparición de nuevos textos, cuyo contenido resulta bastante diferente de sus versiones anteriores.

Todo ello hace que los aspectos normativos tengan un peso específico importante en los trabajos actuales de esta Comisión.

GT/5/3: Puentes mixtos GT 5/3

El objetivo de este grupo es la realización de un estudio comparativo entre las normativas española y europea de puentes mixtos. Para ello se ha realizado el cálculo de un tablero mixto de doble viga metálica con losa superior de hormigón, por un lado, con IAP y RPX y, por otro, con los Eurocódigos 1 y 4. A partir de los resultados de estos cálculos se está efectuando un análisis comparativo de los mismos y se elaborarán unas conclusiones.

Los trabajos de este grupo darán lugar a una publicación, cuyo objetivo es ilustrar sobre la aplicación de cada una de las normativas indicadas al proyecto de un puente mixto, mostrando a la vez sus similitudes y diferencias, así como sus ventajas e inconvenientes.

GT 5/5: Manual de ejemplos de aplicación de la EHE

La reciente aparición de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, que modifica de forma importante las normativas anteriores, hace que hayamos considerado de sumo interés la elaboración de una publicación que aclare la aplicación de dicha normativa al proyecto de estructuras y, a la vez, muestre los aspectos conflictivos o dudosos de la misma. Además se ha realizado una comparación de los resultados obtenidos, tras el cálculo y dimensionamiento con la Instrucción EHE y con las antiguas EH-91 y EP-93.

Para ello, se ha desarrollado el proyecto de tres ejemplos completos, con la nueva instrucción y con las anteriores.

- Puente de carretera pretensado, hormigonado in situ en una sola fase.
- Edificio de viviendas, constituido por forjados unidireccionales apoyados en vigas planas de hormigón armado.

– Hospital, compuesto por forjados unidireccionales apoyados en vigas descolgadas de hormigón armado.

En este momento, el trabajo se encuentra en fase de borrador, por lo que próximamente podremos contar con una publicación que muestre los resultados obtenidos.

GT/51: Puentes de ferrocarril

Una de las instrucciones nacionales que se encuentra en fase de actualización es la de acciones en puentes de ferrocarril IAPF, cuya última versión data de 1975. Recientemente se ha constituido un grupo de trabajo para analizar esta nueva instrucción y aplicarla al proyecto de varios puentes de ferrocarril, con el objetivo de detectar y estudiar los problemas de aplicación e interpretación que puedan surgir en su utilización.

Desde estas páginas quiero agradecer en nombre propio y en el de nuestra asociación a los miembros de esta Comisión y a sus diferentes grupos de trabajo por el empeño y la ilusión con que prestan su colaboración. Asimismo, aprovecho la oportunidad para animar a todas aquellas personas que estén interesadas en alguno de estos temas y quieran aportar su experiencia y conocimientos, para que se incorporen a alguno de los grupos de trabajo.

Principios generales para el proyecto de detalles de armado

Monografía M-3 de ACHE

Pere Roca
Coordinador del Grupo de Trabajo

El hormigón armado es un material fenomenológicamente complejo y, por ello, fascinante para quien se aproxima al mismo con honesta curiosidad científica. Eduardo Torroja define el hormigón armado como un material orgánico, es decir, un material compuesto cuyas partes se mantienen en activo diálogo. Entender el hormigón, desde un punto de vista conceptual, implica penetrar en los sofisticados fenómenos de la afinidad químico-física entre hormigón y acero, la reología de los materiales, la intrínseca no-linealidad material, el comportamiento diferido o la influencia de los procesos constructivos evolutivos en el comportamiento en servicio. Afortunadamente, y no sin invertir en ello un esfuerzo considerable, la comunidad científica ha sido capaz de formular modelos matemáticos capaces de simular estos aspectos de forma realista.

Pero además, e incluso sin abandonar la curiosidad científica, el hormigón armado es también un material complejo e interesante por aquellos aspectos más directamente relacionados con su formación material, como son la definición de los detalles constructivos y la ejecución. En la definición de los detalles, el técnico se encuentra en un nivel de trabajo formalmente menos determinado, pues para ello, en principio, hay pocas ecuaciones, pero no por ello menos responsable e importante. Para la definición de los detalles constructivos, y en particular para los detalles de armado, el técnico precisa criterios cualitativos antes que cuantitativos; necesita, al igual que el artista, una capacidad de percepción, una sensibilidad bien formada y un sentido del acierto, antes que un aparato matemático estandarizado.

Recientemente han sido editados diversos manuales muy completos, que pueden constituir una importante ayuda para el técnico e la definición de una gama amplia de detalles constructivos. Por su parte, la actual Instrucción de Hormigón Estructural EHE ha ampliado significativamente el tratamiento de los detalles constructivos y de armado en relación a las instrucciones anteriores. Sin embargo, la casuística que el técnico puede encontrar en la práctica profesional excede, y siempre excederá, al conjunto de soluciones susceptible de quedar recogida en los manuales o en las instrucciones. Formas complejas en sección o alzado, huecos de formas diversas, alteraciones geométricas bruscas, formas exóticas de apoyo o de carga y otros tropiezos pueden dar lugar, una y otra vez, a situaciones nuevas y conceptualmente retantes.

Por otra parte, manuales e Instrucción tratan fundamentalmente del **cómo** (cómo armar) y no tanto del **porqué** (por qué armar de una determinada manera y qué criterios considerar) de los detalles de armado. Ello no satisface, lógicamente, al ingeniero inquieto o al docente, quienes buscan inevitablemente la explicación o la relación causa-efecto que existe en toda propuesta estandarizada.

Por estos motivos, en el contexto del trabajo del Grupo III/2 "Detalles de armado" de la Comisión III "Dimensionamiento" del antiguo GEHO, se decidió elaborar un documento que, a modo introductorio, planteara los principios en los que debía basarse el proyecto de los detalles de armado. En aquel momento se encomendó a quien suscribe la elaboración de este documento, el cual debía integrarse en una monografía más amplia sobre detalles de armado. Pasado algún tiempo, la adaptación del documento a la nueva instrucción EHE ha hecho posible su publicación en forma de Monografía M-3 de ACHE. El documento fue inicialmente revisado por los miembros del Grupo III/2 y lo ha sido de nuevo, a propósito de su publicación, por la Comisión 5 de ACHE.

La monografía se divide en tres capítulos dedicados a la función de la armadura, los principales requisitos para el correcto detalle, y los aspectos de proyecto. El primer capítulo, relativo a la **función de la armadura**, de carácter básico, constituye una revisión de las funciones resistentes o constructivas de los distintos elementos que forman parte del armado de una pieza de hormigón: armaduras principales, cercos o estribos, así como armaduras secundarias de reparto, de piel o de montaje.

En el segundo capítulo, **principales requisitos para el correcto detalle**, se lleva a cabo una revisión de la importancia que la correcta disposición de la armadura tiene sobre aspectos tales como la viabilidad constructiva y la facilidad de montaje, la durabilidad, la ductilidad de la estructura o la resistencia al fuego.

En el tercer capítulo, **aspectos de proyecto**, se presenta el detallado del armado como actividad de proyecto o, más aún, como prolongación del cálculo resistente. Ello viene teóricamente asistido por el método de bielas y tirantes, actualmente incorporado en la instrucción EHE, y mediante el cual es posible, en principio, idear armados adecuados y óptimos para todo tipo de zonas o elementos especiales, con independencia de su complejidad o rareza. En este punto, este documento desea ofrecer un cierto complemento a las directrices que EHE ofrece para el armado de zonas especiales e incorpora casos que, a pesar de no quedar recogidos en la Instrucción, mantienen, a nuestro juicio, un sensible interés tanto teórico como práctico. Se trata en este apartado del armado de juntas a media madera, nudos de pórticos múltiples, cargas cercanas a apoyos y otros ejemplos a la luz de modelos de bielas y tirantes.

En este mismo apartado se presta atención al uso de estribos y cercos para la formación del armado transversal de pilares y vigas, y a las condiciones que tales elementos deben cumplir en función de la solicitud actuante. Se intenta mantener una cierta coherencia teórica consistente en la utilización de los modelos de bielas y tirantes para la justificación de los detalles, tanto a nivel de elemento o zona singular, como a nivel de detalle a pequeña escala, por ejemplo los anclajes y solapos. Finalmente, se trata de la representación gráfica y convenciones simbólicas internacionalmente aceptadas para la indicación del armado en los planos constructivos.

Este documento no habría sido posible sin la contribución de quienes, en su momento, integraron el Grupo de Trabajo del GEHO sobre "Detalles de armado". Por su especial aportación, quisiera expresar mi agradecimiento a su coordinador Enrique González, a Antonio Aguado, Hugo Corres, Jorge Ley, José A. Llombart y Carlos Uribarri. También quisiera expresar mi agradecimiento a José M.^a Arrieta, y junto a él a la Comisión 5 de ACHE, por el interés mostrado, por haber impulsado la publicación en forma de monografía de ACHE y por la cuidadosa edición de la que ha sido objeto el documento.

Esperamos que el técnico halle en esta monografía un referente conceptual útil para el propósito de la correcta definición de los detalles de armado desde una percepción de sus implicaciones constructivas y resistentes y desde la comprensión de las causas y de los efectos involucrados.

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 artículos 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 de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A conti-

nuación, se hará constar 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 ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de 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 7 (1.75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o 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 éste está elaborado 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 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. Estos 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 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. 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 otra 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 l 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.

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 o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 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 ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

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.....



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—José Abascal, 20-1.º
28003 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia,
19. 17005 Gerona.
- COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Arcs, 1-3. 08002 Bar-
celona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Marqués de
Murrieta, 71. 26071 Logroño.
- DR ACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.**—Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores,
2.ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid)
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Mataga-
llegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
- FERROVIAL AGROMAN, S.A.**—Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042
Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3.
17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040
Madrid.
- G.O.C., S.A.**—Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4º K.
41007 Sevilla.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).**—Príncipe de Vergara 103. 28006
Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Can Pantiquet, 47 - 3.ª-1.ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja,
28108 Alcobendas (Madrid).
- O.H.L.**—Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño
(Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas
(Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Manuel Tovar, 1-6.º.
28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públi-
camente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan,
con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene enco-
mendados.



**Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural**

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tlf. y fax: 91 766 07 03 ♦ **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02