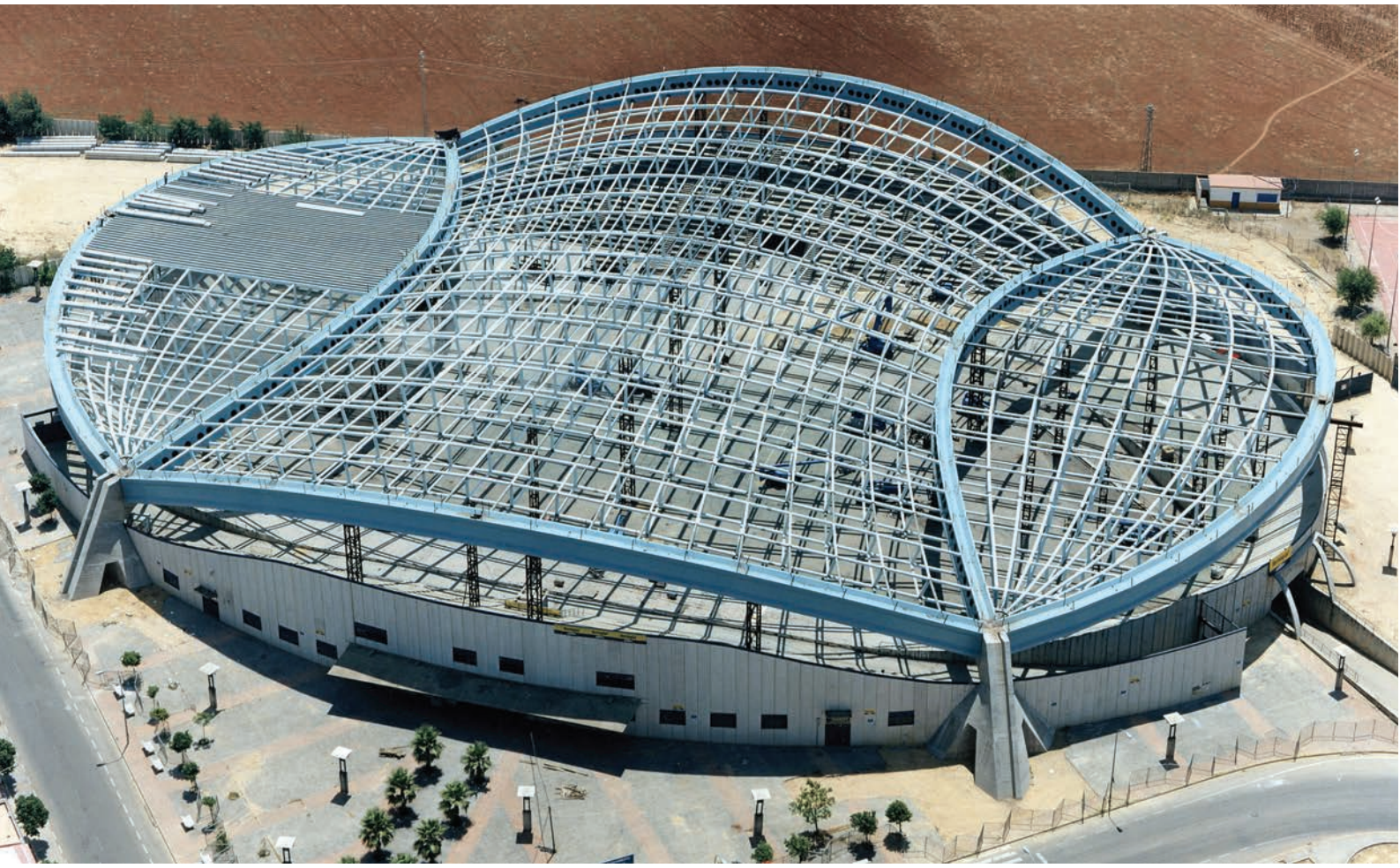
HORMIGÓN y acero

nº 246

Cuarto trimestre de 2007



Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: Cubierta del velódromo de Dos Hermanas

EDITAN:

ache

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

DIRECTOR:
Luis Mª Ortega Basagoiti

VOCALES:
Juan Luis Alçalá Sánchez
Juan Jesús Álvarez Andrés
José Mª Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Llombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Antonia Pacios Álvarez
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José Mª de Villar Luengo

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

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

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y acero

Índice

REALIZACIONES Y PROYECT0S

Proyecto de cubierta del velódromo de Dos Hermanas 5-32
Project for the roof of the Dos Hermanas velodrome
F. Escrig y J. Sánchez

Introducción al proyecto del puente de Messina 33-47
Introduction to the project of the Messina Bridge
R. Pérez

Construcción industrializada de centros escolares 49-66
School industrialized construction
E. Xercavins y J. Xercavins

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Estudio sobre la propagación de fisuras de cortante en elementos de hormigón armado sin cercos 67-77
Study of shear cracks propagation in reinforced concrete elements without stirrups
J. Ruiz Carmona, G. Ruiz y J. Rodríguez

Comparación de los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y el Eurocódigo 8 79-95
A comparative study of the response reduction factors of the NCSE-02 code and the Eurocode-8
A. H. Barbat, J.C. Vielma **y S. Oller**

OBSERVACIONES A ARTÍCULOS PUBLICADOS

Contribución al artículo de M. Azkune e I. Puente 97-97
Prof. J. Calavera

RINCÓN DE ACHE

La cubierta del velódromo de Dos Hermanas. Primer Premio ICT 2007 99-99

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (Madrid)

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

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

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

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

Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño, S.L.
Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

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

CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
C/ Orense, 10
28020 MADRID

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

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 MADRID

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

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

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

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

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

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizcaya)

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

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

Grupo Mecánica Estructural S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
Arafo (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

GRUPO PRAINSA-ALVISA
C/ Madrazo, 86 - Entlo 1º
08021 BAARCELONA

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

IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

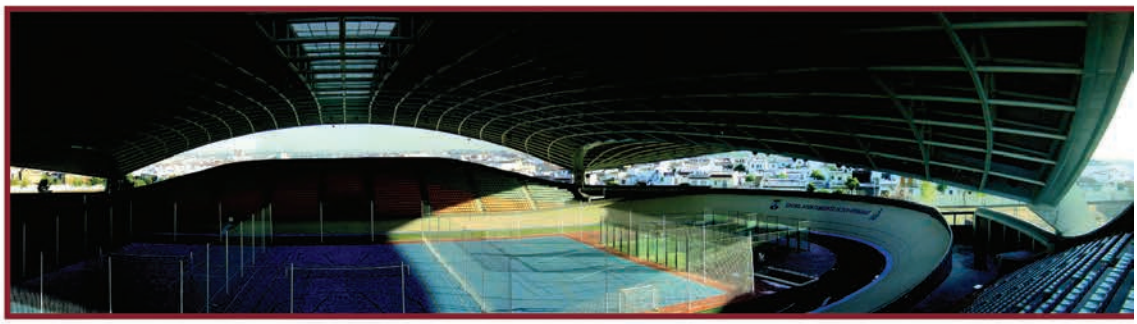
MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
BIS Consultors Arquitectes
VSL
CTT Stronghold
CALTER ingeniería
Grup Ciments Molins
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Girona
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
DRACE
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ferrovial AGROMAN
FH Ingenieros Fernandez y Hernandez Ingenieros, S.L.L.
Formigons Girona, S.A.
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE Construction Products
idom
ines ingenieros consultores
itc Grupo Atisae Instituto Tecnico de la Construccion S.A.
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
MAPEI
mecanoGumba
MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
Reparaciones Tecnicas del Hormigon
Sett Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
TZ ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La ventana a todo un mundo de posibilidades



Hiansa
Grupo Hiemesa

Creatividad al alcance de tu mano

Perfiles de acero y paneles aislantes

En Hiansa puedes encontrar la mayor gama de perfiles y paneles aislantes para crear posibilidades en tus proyectos. Nuestros productos ofrecen todo un mundo de soluciones constructivas, geometrías, texturas, recubrimientos, colores, efectos, sombras, reflejos...

Los arquitectos más innovadores y creativos ya utilizan nuestros perfiles y paneles para dar forma a "la idea" del proyecto.

AENOR
Empresa Registrada
ER-0220/1995

CERTIFIED IQNet QUALITY SYSTEM

www.hiansa.com

Polígono Industrial Dehesa de las Cigüeñas · parcela A1
14420 VILLAFRANCA DE CORDOBA (CORDOBA)
Tel 957 198 900 · Fax Administración 957 198 911 · Fax Comercial 957 198 910
comercial@hiansa.com

Polígono Industrial de Bayas · parcela 64-65 · c/ Bardauri
09200 MIRANDA DE EBRO (BURGOS)
Tel 947 313 011 · Fax 947 312 111
comercial@hiansa.com

Polígono Industrial Zona Franca · sector M · calle Z
08040 BARCELONA
Tel 932 237 520 · Fax 932 234 757
comercial@hiansa.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Proyecto de cubierta del velódromo de Dos Hermanas

Project for the roof of the Dos Hermanas velodrome

Félix Escrig
Profesor de la ETSA de Sevilla

José Sánchez
Profesor de la ETSA de Sevilla

RESUMEN

En este artículo se describen los fundamentos geométricos básicos que han guiado el diseño de la Cubierta del Velódromo de Dos Hermanas [1] de tal modo que se haya alcanzado una especie de óptimo estructural, en el sentido de que con un mínimo de elementos se ha conseguido un patrón de forma limpio y de fácil derivación de cargas hacia la cimentación. Igualmente se han desarrollado los conceptos básicos del dimensionamiento y análisis estructural, todos ellos basados en la normativa vigente y sin recurrir a costosos cálculos aparte de los propios mediante elementos finitos. Y finalmente se hace un breve repaso de las fases constructivas mediante ilustraciones que muestran la evolución del montaje de la cubierta.

1. INTRODUCCIÓN. ANTEPROYECTO DE LA CUBIERTA

A instancia del Ayuntamiento de Dos Hermanas y, previo a su encargo, recibimos la sugerencia de hacer una propuesta competitiva y atractiva para cubrir un velódromo hasta ese momento descubierto (Figura 1), de tal modo que pudiera ampliar sus actividades liberando la parte central para desarrollo de otras actividades deportivas. El recinto, de forma oval, tiene unos ejes máximos de 145 por 114 m, como se ve en la Figura 2, no demasiado alejada de la planta del óvalo más conocido, el del Coliseo romano.

En respuesta a esa demanda presentamos unas imágenes que se acompañan a continuación (Figuras 3 a 7).

SUMMARY

This paper describes the basic geometrical criteria that have guided the design of the roof of the Dos Hermanas Velodrome [1] to achieve an optimum structure where only a few elements have been used to obtain a clear geometrical pattern that transmits loads directly to the foundations. Similarly, we have developed the basic

Figura 1. Estado inicial del recinto.
Figure 1. Initial state of the site.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

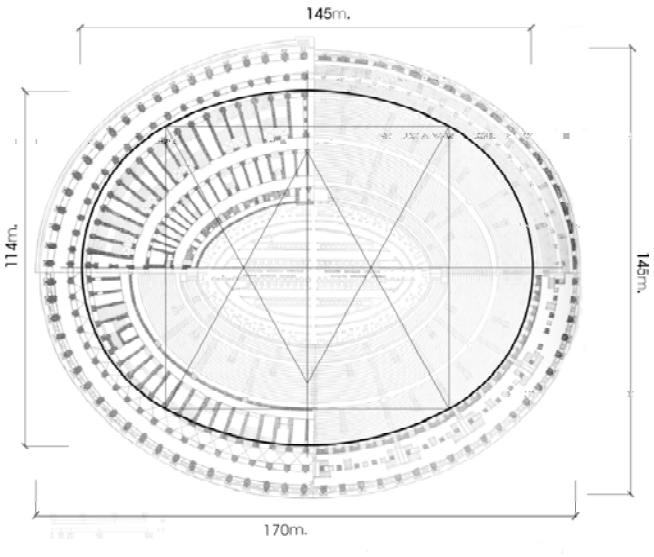


Figura 2. Dimensiones de la planta a cubrir comparativamente con la del Coliseo de Roma.
Figure 2. Dimensions of the surface to be covered, as compared with the Roman Colosseum.

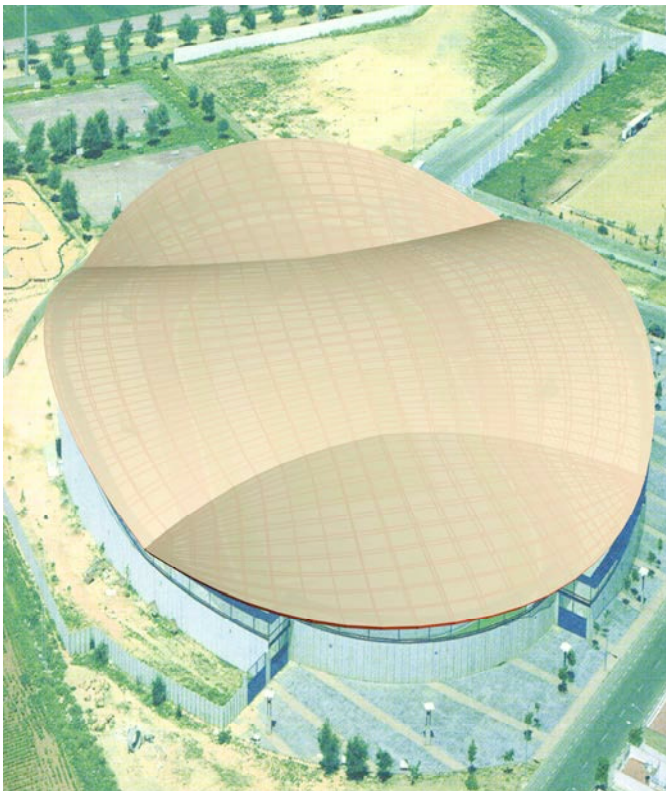
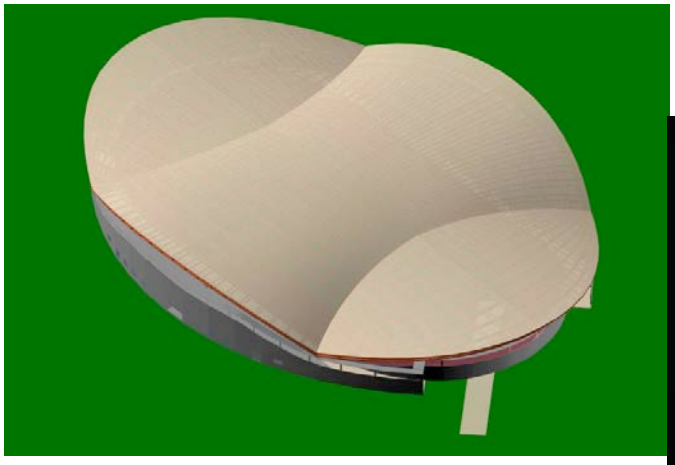


Figura 3. Imagen del recinto cubierto con la nueva propuesta.
Figure 3. Image of the site covered with the new proposal.



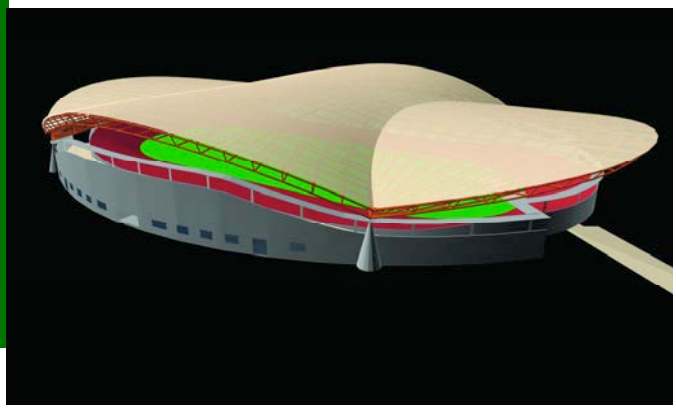


Figura 4. Perspectivas de la propuesta.
Figure 4. Views of the proposal.

concepts of dimensioning and structural analysis, based on current codes and without resorting to expensive calculations other than the finite element methods. Lastly, the construction phases are set out by means of step by step pictures that describe the erection of the roof.

1. INTRODUCTION. PRELIMINARY PROJECT OF THE ROOF

Upon a request from the Dos Hermanas Council and before the order was sent we received a suggestion to present a competitive and attractive proposal to cover a velodrome that had been uncovered up to then (Figure 1) so that it could extend its activities by freeing up the central section for other sporting activities. The building is oval-shaped, with maximum axes of 145 and 114 m, as shown in Figure 2, and is similar to the floor plan of the most famous oval in the world: the Colosseum in Rome.

In response to this request, we presented some images, which are included below (Figures 3 to 7).

The main goals of the proposal were as follows:

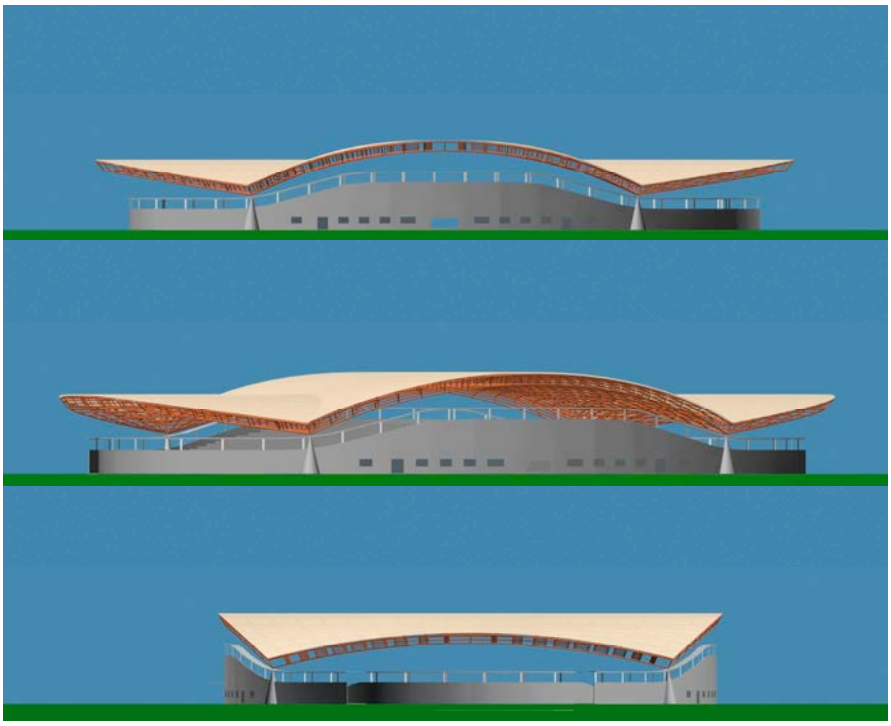
1. *To cover the building without altering the existing facilities in any way*

Los objetivos principales de la propuesta eran:

1. Cubrir el recinto sin alterar para nada las instalaciones existentes.
2. Resolverlo de una manera económica y poco convencional.
3. No elevar excesivamente la cubierta para no hacer una ostentación gratuita.

Como alternativa se propuso una cubierta deslizante de modo que pudiera descubrirse parte del recinto cuando la climatología lo requiriera, aunque finalmente fue desechada por la corporación municipal por no ser de especial interés en las latitudes de Dos Hermanas y por-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Figuras 5 a 7. Alzados de la propuesta. *Figures 5 to 7. Elevation drawings of the proposal.*

que incrementaba el coste del mantenimiento (Figuras 8 y 9).

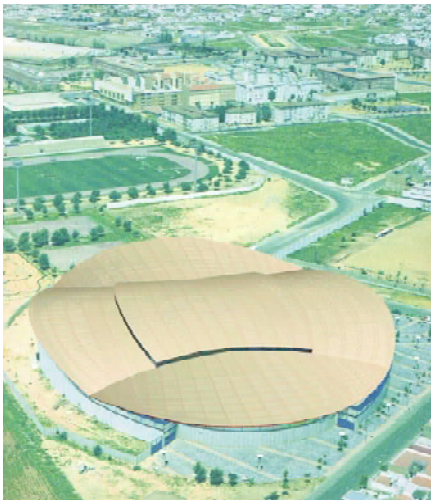
Antes de llegar a esta propuesta se había planteado la posibilidad de utilizar una cubierta textil, lo que fue descartado por la poca seguridad que a largo plazo dan los materiales que la componen. Y una vez decantados por una malla metálica con cubierta de chapa, las geometrías consideradas se muestran en la Figura 10.

El problema de cubrir una superficie oval es complejo. Mientras que las formas esféricas desarrollan esfuerzos igualmente distribuidos, las elípticas sufren grandes variaciones que obligan a la utilización de barras de diferente sección.

Las soluciones infladas en la línea de los proyectos de Geiger-Berger [2] quedaban descartadas porque no se buscaba un cerramiento sino una cubierta. Muchas de estas soluciones tienen una pobre consideración porque necesitan un mínimo de mantenimiento.

Las soluciones con membranas pretensadas son siempre espectaculares. Sin embargo nosotros preferíamos una forma más tranquila.

Por lo tanto la malla de tubos fue la única solución considerada. Y en este



Figuras 8 y 9 Esquema de la cubierta deslizante cerrada y abierta.
Figures 8 and 9. Diagram of the sliding roof (closed and open).

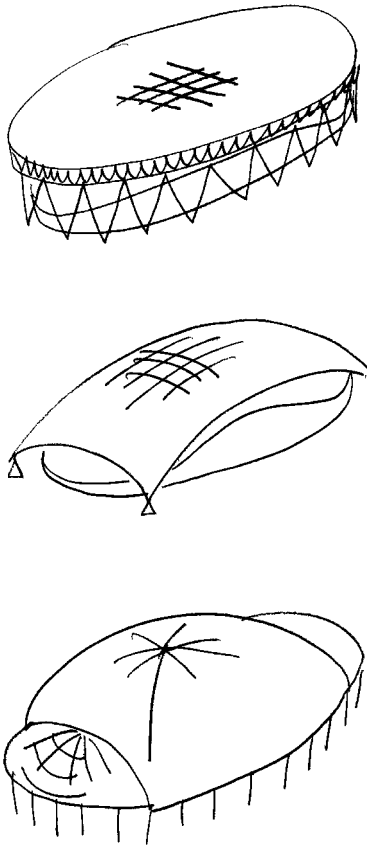
2. *To find an economical and non-conventional solution*

3. *Not to raise the cover too much so as not to make gratuitous ostentation*

The alternative of a sliding roof was pro*posed so that part of the building could be uncovered whenever required because of the weather conditions. However, this option was finally discarded by the municipal government because it was not considered especially interesting in this geographical area and because it increased the maintenance cost (Figures 8 and 9).*

Before deciding upon this proposal, the possibility of using a textile cover was also analysed. However, this was discarded because of the lack of feasability that the materials provide in the long term. Once the option of the metallic mesh with a plate cover was selected, the geometries considered were as shown in Figure 10.

Covering an oval surface poses complex problems. The stresses on spherical shapes are distributed evenly, but ellip-



Figuras 10. Alternativas de mallas metálicas de barras con apoyo en el contorno.
Figure 10. Alternatives for metallic bar meshes supported on the perimeter.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

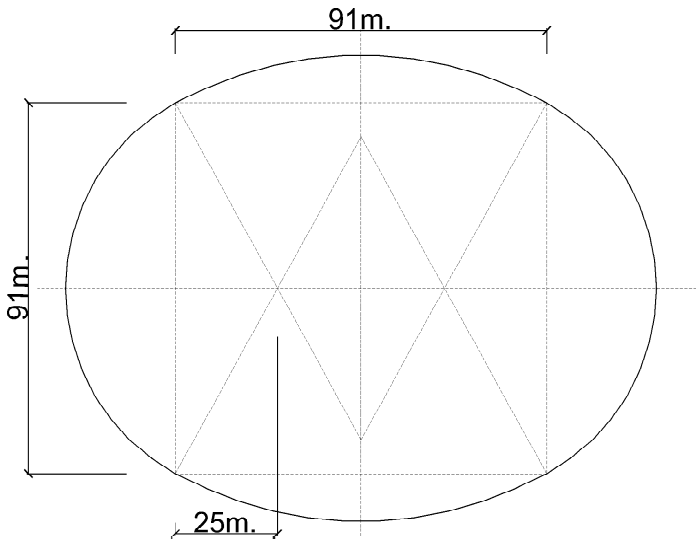


Figura 11. Separación de los soportes en planta.
Figure 11. Separation of the supports in the plan view.

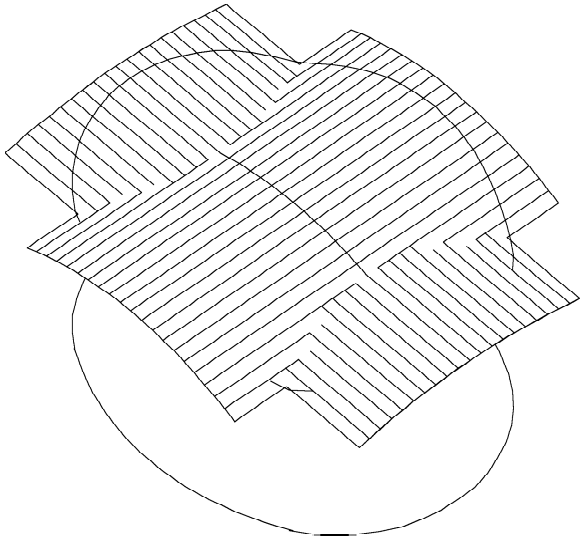


Figura 12. Intersección de dos cilindros.
Figure 12. Intersection of two cylinders.

caso sin formar triángulos porque nuestro equipo siempre ha evitado las celosías trianguladas por lo costoso de los nudos. En el precio final por metro cuadrado hemos demostrado que las mallas trianguladas son más caras que las rígidas. El único problema es que éstas últimas son de más difícil montaje para grandes superficies.

Otro interesante aspecto del diseño era la total independencia entre la cubierta y el edificio existente. No se quería mezclar dos obras tan distintas. Y como la superficie perimetral era escasa no había lugar a extenderse en grandes apoyos ni anclajes.

También interesaba dar una imagen de superficie flotante muy ligera a pesar de tratarse de una gran estructura con aspecto de una gigantesca tortuga. Se optó para ello por situar solo cuatro soportes perimetrales extremadamente delgados en la parte superior, localizados en los vértices de un cuadrado de 91 x 91 m para soportar una cubierta autónoma (Figura 11) [3].

Con esta solución se eliminaba la posibilidad de resolver el proyecto con una cubierta en elipsoide, seleccionando la intersección de dos cilindros, el principal con un radio de 99,6 m y el secundario con un radio de 173 m recortados en planta según la forma elíptica (Figura 12).

Los bordes libres, así, no sufrirían grandes esfuerzos puesto que las líneas de fuerza irían directamente a los apoyos (Figura 13).

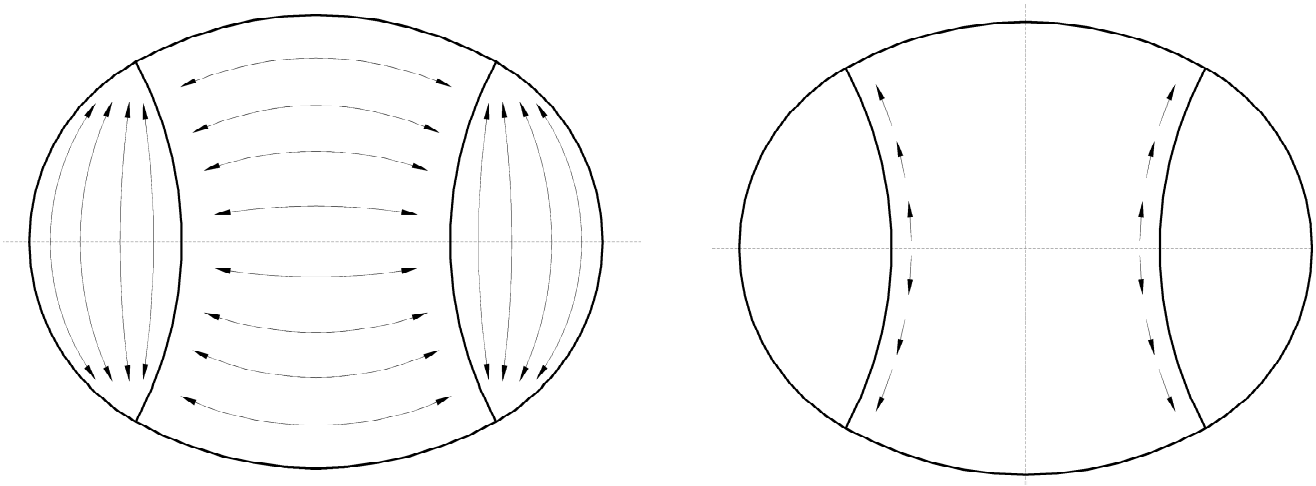


Figura 13. Trayectoria de los esfuerzos hacia los soportes.
Figure 13. Trajectory of the stresses to the supports.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

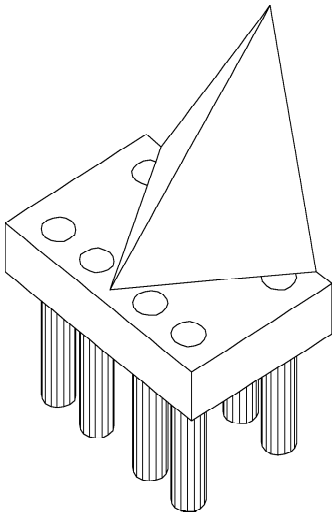


Figura 14. Esquema básico del soporte.
Figure 14. Basic diagram of the support.

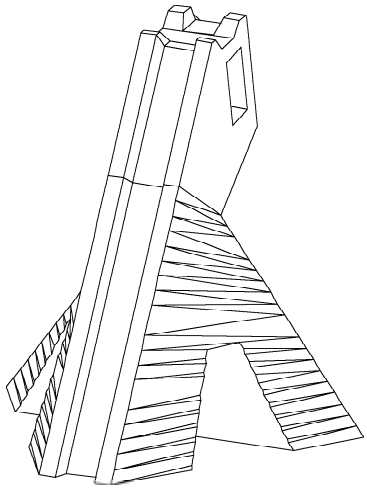


Figura 15. Forma definitiva del soporte.
Figure 15. Final shape of the support.

A partir de este momento había que ir definiendo algunos detalles específicos del proyecto y al resultado final se llegó tras muchos esquemas previos.

2. PLANTEAMIENTO PARA EL PROYECTO DEFINITIVO

El anteproyecto esbozado en el apartado anterior reflejaba bastante bien el aspecto final de lo que queríamos conseguir. Para los soportes, la forma cónica no era posible por las dificultades geométricas de encuentro con la estructura y optamos por una forma piramidal para que las fuerzas puntuales en la cabeza se distribuyeran en una zona amplia de la cimentación según se desprende de la Figura 14. Una vez adoptada esta forma se fue afinando hasta llegar al aspecto final de la Figura 15.

Esta forma obedece a la necesidad de que se encuentren en su cabeza tres grandes cajones de borde y de que el desagüe se produzca ordenadamente por la misma. Como se ve, la parte superior es de dimensión mucho más pequeña que la inferior para conseguir el aspecto de la idea inicial. Las caras más aparentes son formas alabeadas en paraboloide hiperbólico que se encofrarían mediante tablas. El canalón tiene una caída libre hacia unas rejillas de recogida de agua en la base. El acabado final de los soportes queda como se ve en la Figura 16 desde el exterior y en la Figura 17 desde el interior. Y la disposición en planta queda como se muestra en la Figura 18.

Figura 16. Vista del soporte desde el exterior.
Figure 16. View of the support from the outside.

Figura 17. Vista del soporte desde el interior.
Figure 17. View of the support from the inside.

tical surfaces show large variations so bars with different sections need to be used.

Inflated solutions such as those used in the Geiger-Berger projects [2] were discarded because the purpose of the project was not an enclosure, but a roof. Many of these solutions are not rated highly because they need a certain amount of maintenance.

Solutions with prestressed membranes are always spectacular. However, we preferred a calmer approach.

The bar mesh was therefore the only solution considered. In this case, no lattices would be formed because our team has always avoided them due to the high cost of the nodes. The final price per square metre has proven that lattice grids are more expensive than stiff grids. The only problem is that latter are more difficult to erect in large surfaces.

A further interesting aspect of the design is the total independence of the roof and the existing building. The purpose was to ensure that those two different structures did not mix, and since the perimeter surface was small, there was no need for large supports or anchors.

Another aim of the project was to present the image of a very light floating structure, even if in reality it is a huge structure that looks like a gigantic turtle. For this purpose, the option of placing only four extremely thin perimeter supports on the top part was selected. These supports would be located on the corners of a 91 x 91 m square to support an independent roof (Figure 11) [3].

This solution eliminated the possibility of solving the project with an ellipsoid roof. The intersection of two cylinders was selected: the main one would have a radius of 99.6 m and the secondary one would have a radius of 173 m, with a plan view that followed the elliptical shape (Figure 12).

The free ends would therefore not need to withstand large stresses because the stress lines would be transmitted directly to the supports (Figure 13).

From this moment onwards, some specific project details had to be defined. The final result was achieved after many preliminary drawings had been prepared.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

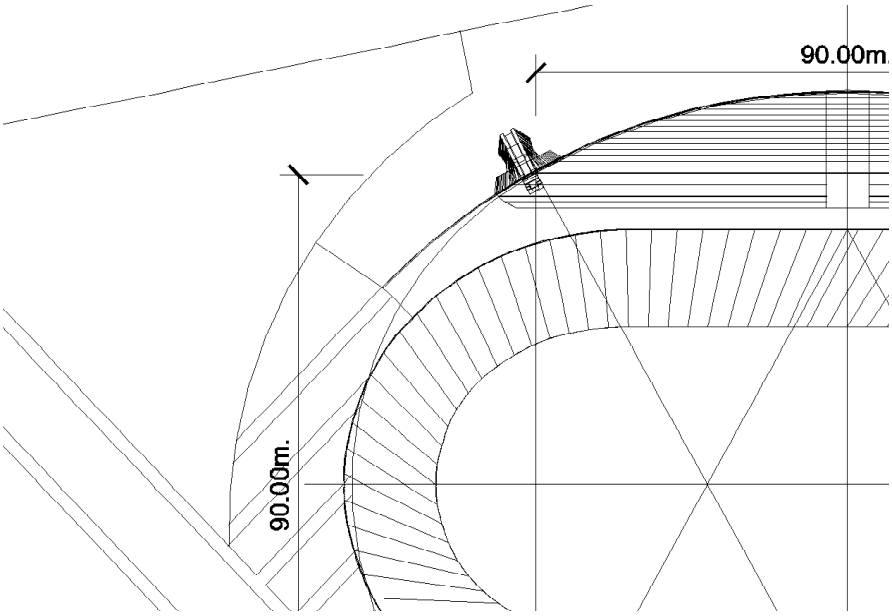


Figura 18. Vista de la planta en donde se han ubicado los soportes.
Figure 18. Plan view with the location of the supports.

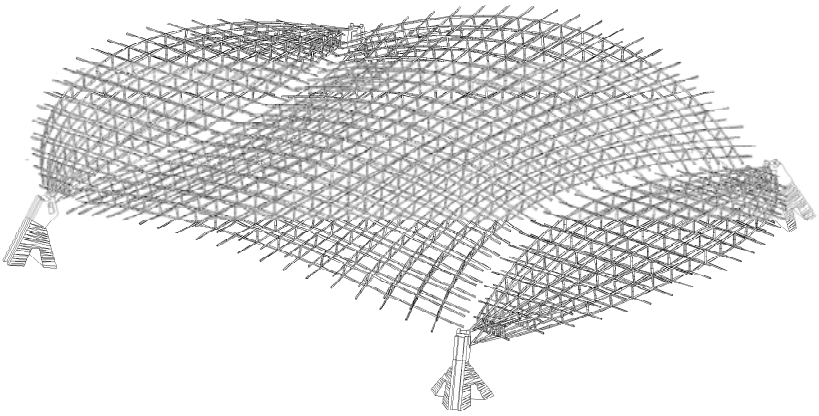


Figura 19. Aspecto general de la malla elegida sin incluir el remate de borde.
Figure 19. General view of the mesh selected without the perimeter finish.

2. APPROACH FOR THE FINAL PROJECT

The preliminary design set out in the previous section presented an accurate depiction of the final appearance we were aiming for. It was not possible to use conical supports because of the geometric difficulties of linking them to the structure, so we opted for a pyramid shape so that the point stresses at the head could be distributed throughout a wide area of foundations, as shown in Figure 14. Once this shape was applied, it was refined until the final shape shown in Figure 15 was obtained.

This shape responds to the need of having three large end caissons at the head and of having tidy drains along it. It can be seen that in order to obtain the appearance of the initial idea, the top part is much smaller than the bottom part. The most visible sides are hyperbolic paraboloid warped shapes formed with boards. The drain duct falls freely to the water collection screens at the base. The end finish of the supports is shown in Figure 16 (from the outside) and Figure 17 (from the inside). The plan view is shown in Figure 18.

This was the only concrete structure that was used for the development of the roof.

As regards the roof itself, we opted for a metallic mesh formed by a two-layer

La citada es la única obra de hormigón que intervino en el desarrollo de la cubierta.

En cuanto a la cubierta propiamente dicha, optamos por una malla metálica formada por una retícula de dos capas, separadas entre sí 250 cm y conectada en sus nudos por montantes también de tubos metálicos según se ve en la Figura 19.

La elección de esta malla podía ser problemática. En la literatura sobre el tema es de sobra conocido que las vigas sin triangular, vigas Vierendeel, son muy flexibles e inapropiadas para grandes dimensiones. Las vigas trianguladas tienen en algunos casos evidentes ventajas, pero también tienen inconvenientes, entre ellos que en el caso de construirse en dos direcciones, tienen uniones muy complicadas. En el caso de vigas rectas la comparación se decanta claramente del lado de las vigas trianguladas. En la Figura 20 se plantea la comparación de dos vigas de 62,28 m de longitud y 2,50 m de altura, una sin triangular y la otra triangulada [4 y 5].

El resultado es evidente. Para conseguir descensos parecidos es necesario utilizar cuatro veces más peso de acero en la viga sin triangular, y aún en este caso ninguna de las dos soluciones es aceptable por su gran deformabilidad.

Sin embargo, si en lugar de considerarlas rectas, se analizan elementos en arco, con una curvatura parecida a la del Velódromo, la desventaja se invierte y se puede construir el arco sin triangular con la mitad de peso (Figura 21). En los cuatro casos vistos, los descensos son inaceptables al haber limitado el análisis al control de que la resistencia de las secciones no se supera, sin controlar las flechas. Pero esta comparación ya advierte que se puede ir, con vigas sin triangular, a estructuras más ligeras y por tanto con menos carga y menos deformabilidad.

La conclusión obvia es que, con vigas curvas, las soluciones no trianguladas son más ligeras y funcionan mejor a igualdad de peso.

En lo que sigue no se considerarán las indicaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) puesto que en su momento no estaban en vigor y por tanto se utilizarán los criterios y nomenclaturas de Normas anteriores, fundamen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

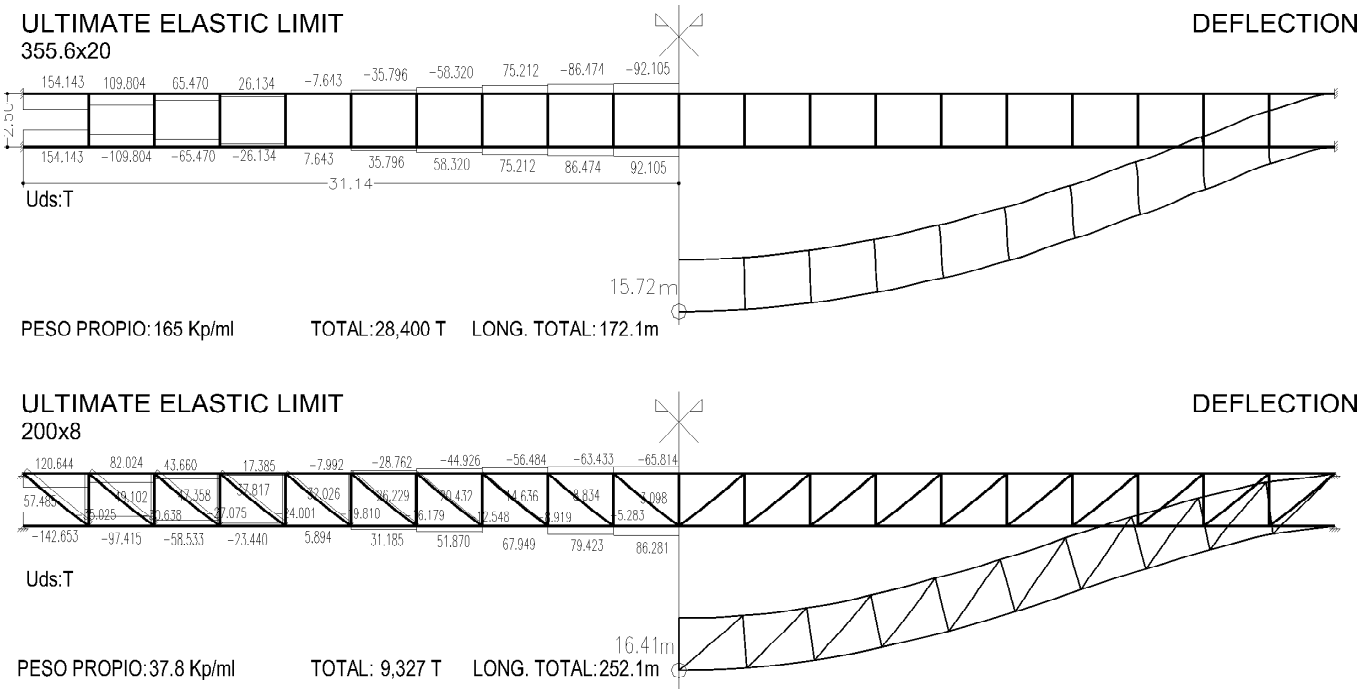


Figura 20. Comparación entre dos vigas rectas en celosía sin triangular y triangulada. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto de la viga.

Figure 20. Comparison between two straight truss beams (latticed and non-latticed). Uniform sections which do not fail at any point of the girder have been considered in both cases.

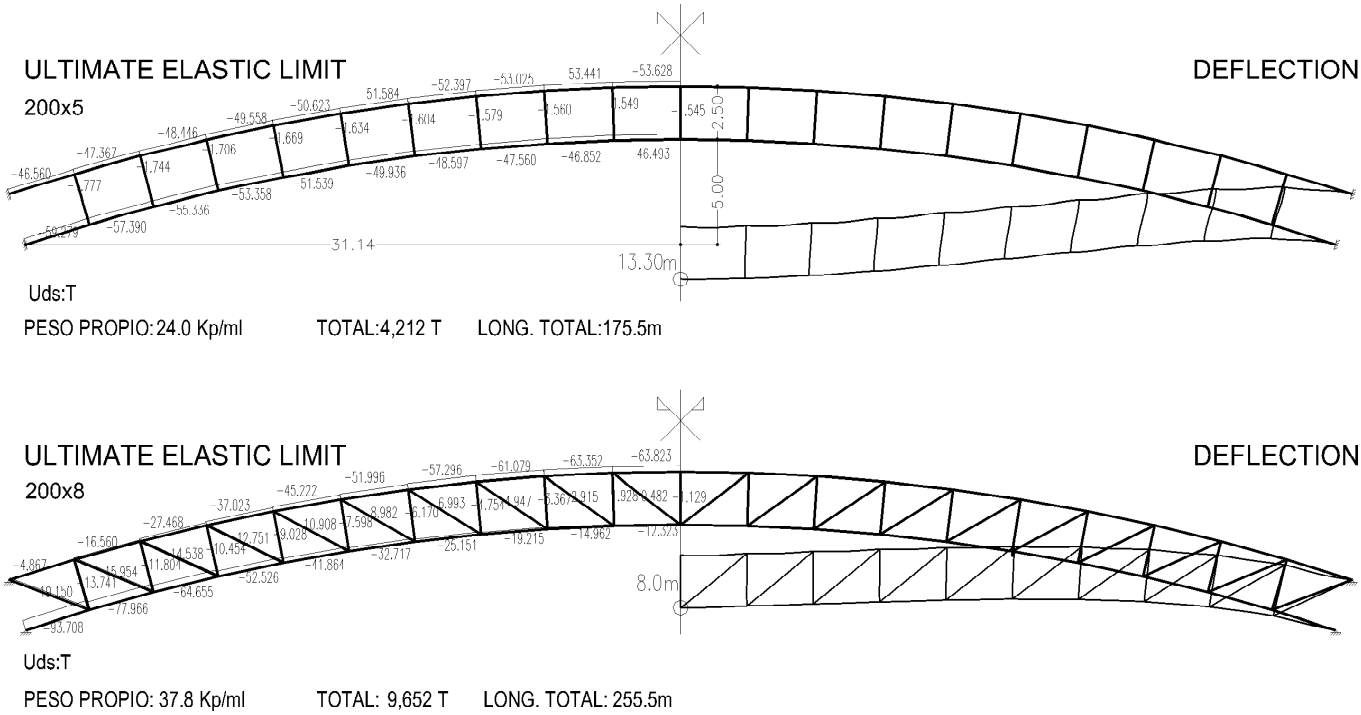


Figura 21. Comparación entre dos arcos en celosía sin triangular y triangulado. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto del arco.

Figure 21. Comparison between two truss arches (latticed and non-latticed). Uniform sections which do not fail at any point of the girder have been considered in both cases.

talmente las normas básicas de la edificación, Estructuras de Acero en Edificación (NBE EA-95) y Acciones en la Edificación (NBE AE-88).

Para terminar las comprobaciones se intentó determinar qué espesor sería más conveniente para ahorrar peso. En la Figura 22 se observa que con el aumento de canto de 2,5 m a 5 m no se gana nada y se incrementa el peso. Sólo con un arco de una sola capa se ganaría algo en teoría, puesto que en la práctica, para obtener el mismo descenso se con-

lattice with a 250cm separation and with nodes connected by means of metallic bar members, as shown in Figure 19.

Selecting this mesh could cause problems. There is plenty of experience on

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

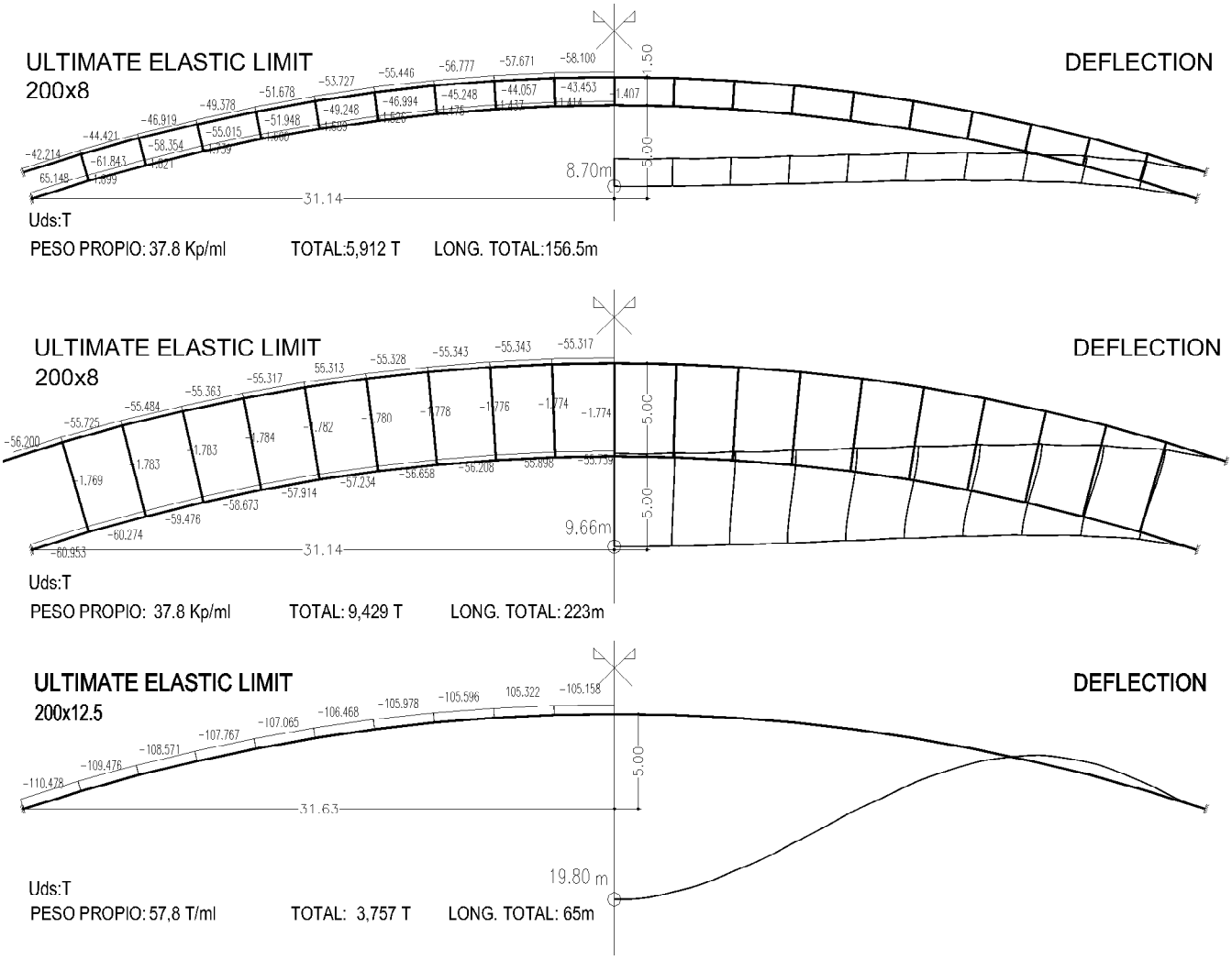


Figura 22. Comparación entre tres arcos en celosía sin triangular para distintos espesores de capa. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto del arco.

Figure 22. Comparison between three non-latticed truss arches for different layer thicknesses. Uniform sections which do not fail at any point of the arch have been considered in both cases.

this issue that shows that beams that are not latticed, known as Vierendeel beams, are very flexible and not adequate for large dimensions. In some cases, lattice beams present clear advantages, but they also have drawbacks, including the fact that their joints are complicated if they are built in two directions. In the case of straight beams, the comparison clearly favours lattice beams. Figure 20 shows a comparison between a lattice beam and a non-lattice beam, with dimensions of 62.28 m in length and 2.50 m in height in both cases [4 and 5].

The result is clear. In order to attain similar reductions it is necessary to use four times more steel, and even in this case neither of the two options is acceptable because of their high deformability.

However, if arched elements with a curvature similar to that of the Velodrome are considered instead of straight elements, the drawback is reversed and the non-latticed structure can be built with half the weight (Figure 21). In the four cases analysed, the reductions are unacceptable because the analysis has been limited to monitoring that the resistance of the sections is not exceeded, but the sag has not been considered. Nevertheless, this comparison shows that lighter structures with less stress and deformability can be used with non-lattice beams.

The obvious conclusion is that, in the case of curved beams, non-lattice solutions are lighter and work better with the same weight.

The analysis below does not take into consideration the indications of the Código Técnico de la Edificación (CTE, Technical Building Code) because they were not in force at the time. Thus, the

sumiría más material. De modo que finalmente se optó por una malla de 2,5 m de espesor.

Además de esta consideración también debía comprobarse el problema de pandeo, típico de las estructuras comprimidas, por el que bruscamente y sin avisar, la estructura se torna inestable debido a la aparición de desplazamientos laterales, y puede llegar al colapso [6]. Aplicando la formulación correspondiente se determina que el óptimo está en esta malla de 2,5 metros de espesor. El tratamiento de este problema se comenta posteriormente en el apartado 3.

En la Figura 23 se muestran los bordes que rematan la malla de la figura 19 y que permiten llevar todas las fuerzas a las cabezas de los soportes, quedando el conjunto según se ve en la Figura 24.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 23. Esquema de los bordes de la malla y su conexión a los soportes.
Figure 23. Diagram of the perimeter of the mesh and its connection to the supports.

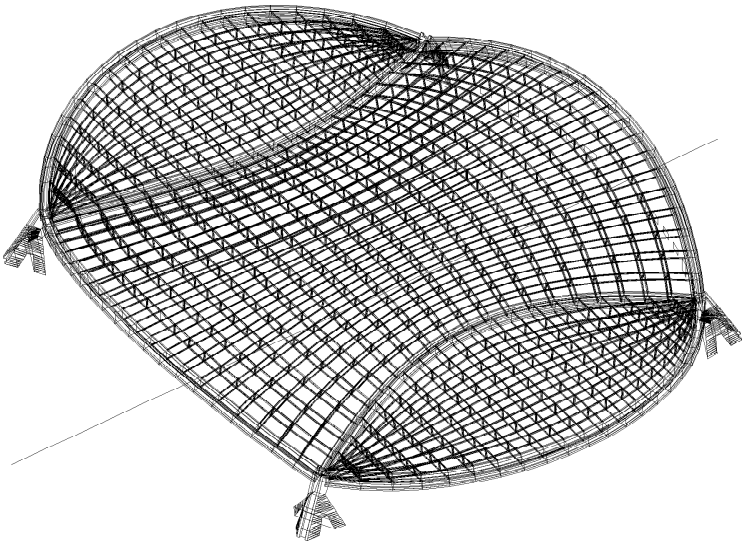


Figura 24. Esquema de conjunto de la malla con los nervios de borde y la conexión a los soportes.
Figure 24. Diagram of the mesh with the edge ribs and the connection to the supports.

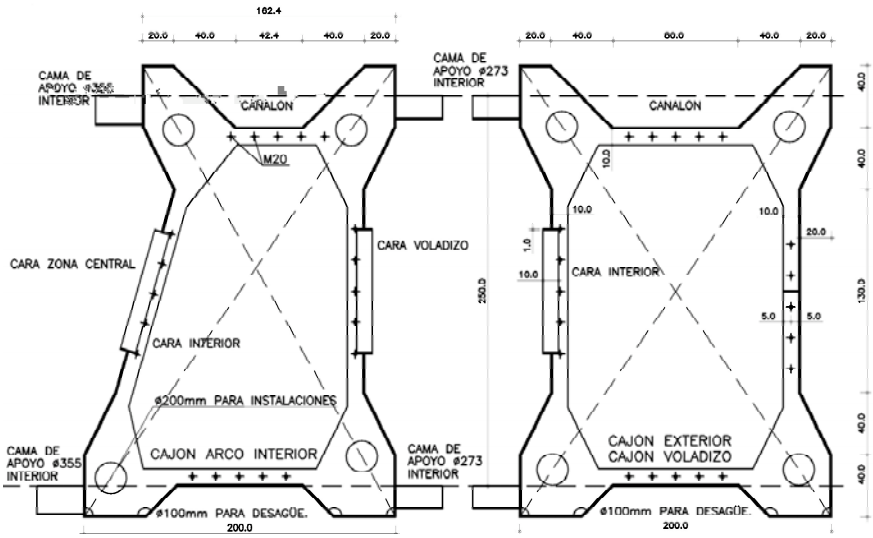


Figura 25. Conexión de la malla a una esquina.
Figure 25. Connection of the mesh to a corner.

criteria and identifications of previous standards shall be used, namely the basic construction standards, Steel Structures in Buildings (NBE EA95) and Actions in Buildings (NBE AE88).

To complete the verifications, the most convenient thickness to save weight was determined. Figure 22 shows how the increase in the beam depth from 2.5 m to 5 m does not provide any advantages and increases the weight. In theory, a single-layer arch would ensure a gain, but in practice it would be necessary to use more material to obtain the same deflection, so the option of a 2.5 mthick mesh was finally selected.

Apart from this consideration, the issue of buckling should also be verified. This is a typical problem of compressed structures, whereby they suddenly become unstable due to the appearance of side displacements and can even collapse [6]. When the corresponding formula is applied, the optimum thickness of the mesh is established at 2.5 m. This issue is dealt with in further detail in section 3.

Figure 23 shows the edges that finish the mesh in figure 19 and that transmit the stresses on the heads to the supports. The resulting complete assembly is shown in figure 24.

Several problems had to be solved for the design of this edge element. Firstly, it should have a height of at least 2.5 m so that the two levels of the inside mesh could be connected. Secondly, it should have a stiff front to prevent the bars from being in contact with a weak plate. Thirdly, the finish of the roof plates and the draining of water had to be ensured. Additionally, the caisson of the rib had to be stiff enough to ensure no parts of it could buckle. The section designed to ensure these aspects was as indicated in figure 25.

Figures 26 and 27 show the way in which the mesh connects to these end ribs and the solution of the corners, where it also connects to the supports.

3. CALCULATION AND ANALYSIS OF THE STRUCTURE

The most important consideration was to obtain the most adequate design

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

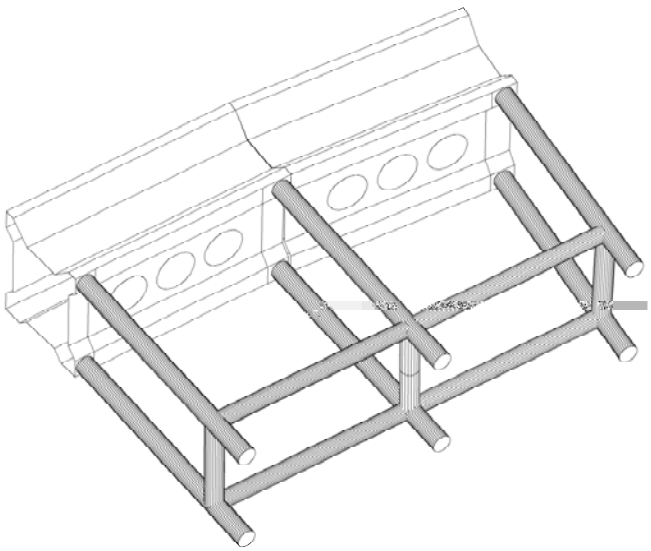


Figura 26. Sección de los cajones interior y de borde.
Figure 26. Section of the interior and edge caissons.

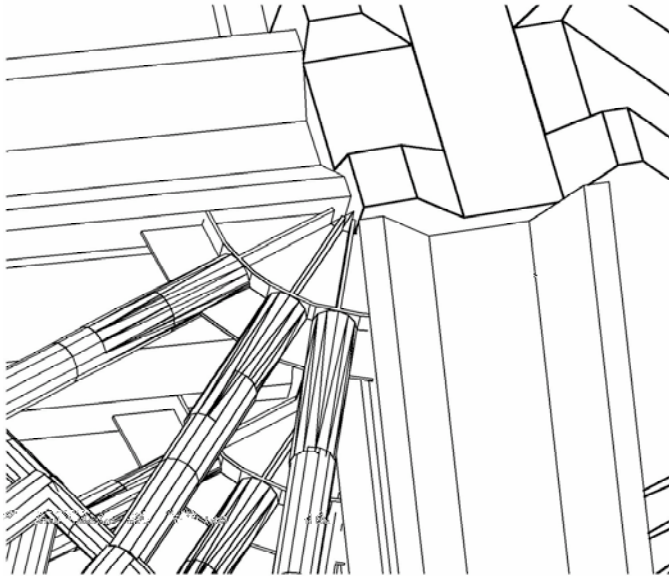


Figura 27. Conexión de la malla a los cajones de borde.
Figure 27. Connection of the mesh to the edge caissons.

while respecting the objectives proposed. However, given the large dimensions of the cover, in this case it was also necessary to adapt to the demands of the calculation.

The loads considered are set out in Table 1.

These load cases were combined in accordance with current regulations.

The cover has a large span and is very slender, with a depth of approximately L/40, which is small even for a laminar metallic structure, so the actions considered are immensely complex and the number of simple hypotheses to be considered is high.

Together with these simple hypotheses, a series of states that could lead to certain damage to the structure due to a structural failure of a bar have been identified under EMERGENCY.

Similarly, since the erection procedure is very important, the sequence of actuations on the structure and their provisional shoring were established. These are identified as ERECTION hypotheses.

As regards the consideration of the actions, the ones in code NBE EA95 were applied because they are more conservative than those in EUROCODE 3 (EC3).

The combinations of hypotheses considered are set out in Table 2.

El diseño de este elemento de borde precisaba resolver algunos problemas. En primer lugar debía tener al menos 2,5 m de altura para permitir conectar los dos niveles de malla interior. En segundo lugar debía presentar un frente rígido para que las barras no chocaran contra una débil chapa. Y en tercer lugar había que permitir el remate de las chapas de cubierta y su evacuación de aguas. Además el cajón del nervio debía ser lo bastante rígido como para que no pudiera abollarse en ninguno de sus puntos. La sección diseñada para garantizar estos aspectos fue la que se indica en la Figura 25.

Las Figuras 26 y 27 muestran la forma en que se conecta la malla a estos

Tabla1. Hipótesis de cargas
Table 1. Load hypotheses

Casos de carga *Load cases*	Peso propio *Dead weight*	Chapa cubierta de aislamiento *Plate roof + insulation*	Uso + nieve Use + snow	Peso instalaciones *Weight of facilities*	Viento *Wind*
1	Automático *Automatic*				
2		20 kp/m^2			
3			60 kp/m^2		
4				40 kp/m^2	
5	Cargas de viento ensayadas en un túnel de viento de acuerdo con la expresión $q = 150\ (c_{pi} - c_{pe})$ *Wind loads tested in a wind tunnel in accordance with equation* $q = 150\ (c_{pi} - c_{pe})$				
6	Análisis dinámico. Se consideraron únicamente los cinco primeros modos de vibración. *Dynamic analysis. Only the first five vibration modes have been considered.*				
7	Cambios de temperatura de +/- 30ºC. *Temperature variation +/- 30ºC.*				

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

nervios de borde y la solución de las esquinas donde conecta además con los soportes.

3. CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Conseguir el diseño más adecuado que respetara los objetivos propuestos, era lo más importante. Pero, en este caso, dada la gran dimensión de la cubierta, era necesario adaptarse a las exigencias del cálculo.

Las cargas consideradas fueron las recogidas en la Tabla 1.

Estos casos de carga se combinaron de acuerdo con la normativa existente.

Al ser una cubierta de grandes luces y muy esbelta, ya que su canto es del orden de L / 40, proporción que incluso en forma laminar, para estructura metálica es reducida, las acciones a considerar tienen gran complejidad y por tanto, las hipótesis simples a tener en cuenta, son muchas.

Junto a estas hipótesis simples se incluyeron un conjunto de estados que pudieran prever determinados daños de la estructura por fallo estructural de alguna de las barras, hipótesis que se identificaron con el epígrafe de EMERGENCIA.

Igualmente, puesto que el procedimiento de montaje es muy importante, una vez establecida su secuencia se determinaban las acciones sobre la estructura y sus elementos de apeo provisional, denominando a estas hipótesis de MONTAJE.

En cuanto a la consideración de las acciones se utilizaron las de la NBE EA-95 por ser más conservadoras que las del EUROCÓDIGO 3 (EC-3).

Tabla 2. Combinación de esfuerzos
Table 2. Stress combination

NOMBRE *IDENTIFICATION*	COMBINACION *COMBINATION*
Ia	(H1 + H2 + H3 + H4) 1,33 + H5 1,5
I'a	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5 + H5 1,33
I"a	(H1 + H2)
Ib	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5
Ic	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5 + H5 1,5
II	(H1 + H2 + H3 + H4 + H5) 1,33
III	H1 + (H2 + H3 + H4) 0,5 + H5 0,25 + H6
IV	A la más desfavorable de las anteriores se le añadió el esfuerzo térmico teniendo en cuenta que, para un incremento de 30ºC, no se consideró carga de nieve. *The thermal stress was added to the most unfavourable of the above taking into account that no snow load was considered for a 30ºC increase.*

Las combinaciones de hipótesis consideradas se muestran en la Tabla 2.

3.1. Medida de las cargas del viento sobre la cubierta

Las cargas de viento que se emplearon en el cálculo de la cubierta se obtuvieron a partir del ensayo de un modelo a escala de la misma según se describe a continuación [7].

Se construyó un modelo del velódromo a escala 1:150 (Figura 28), con aglomerado de madera isotrópico (MFD), contrachapado finlandés de 1,2 mm,

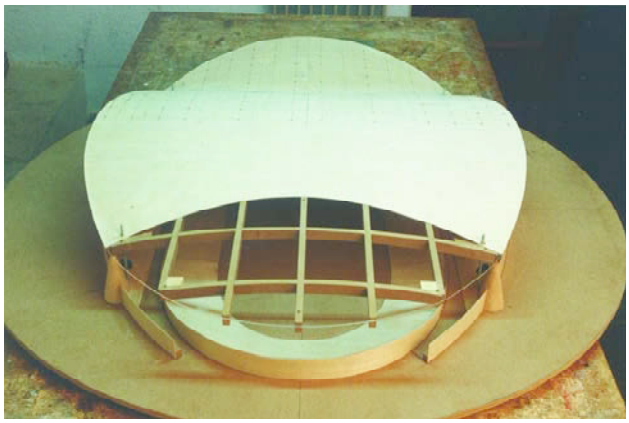


Figura 28. Modelo a escala de la cubierta del velódromo.
Figure 28. Scale model of the roof of the velodrome.

3.1. Measurement of the wind loads on the roof

The wind loads used for the roof calculations were obtained by testing a scale model of the roof, as described below [7].

A 1:150 scale model of the velodrome was built (Figure 28) with medium density fibreboard (MDF), 1.2 mm thick Finnish plywood, beech wood and 2 mm thick methacrylate. The surfaces of the track, the stands and the side walls were made with plywood over a base of MDF, the structure was made with MDF ribs, and a layer of plywood was placed over it to simulate the roof itself. The plywood was replaced by methacrylate in one of the side cylinders so that the inside could be observed during the tests. The support pillars were modelled with four curved cones manufactured in beech wood. The attachment of the cover to the rib structure was done by means of four threaded rods with nuts and lock washers, located next to the supports.

92 pressure taps were installed on the roof, but only along half of the surface, in the positions shown in Figure

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

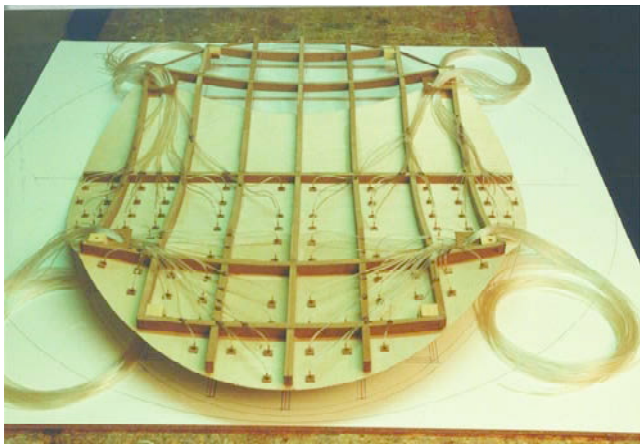


Figura 29. Vista de la cara inferior del modelo de la cubierta donde se aprecian las tomas de presión.
Figure 29. View of the lower side of the roof model, where the pressure taps can be seen.

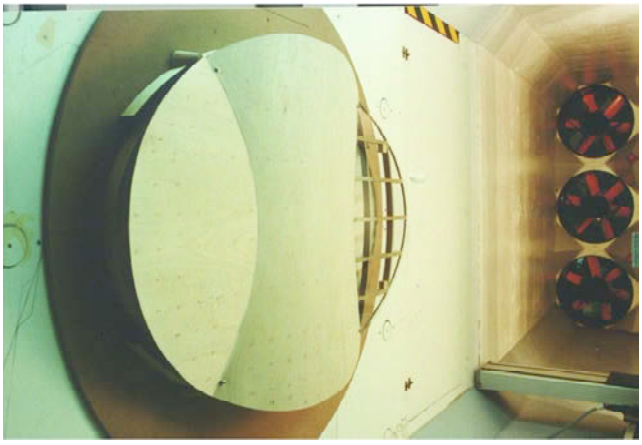


Figura 30. Modelo del velódromo situado en el túnel aerodinámico.
Figure 30. Model of the velodrome in the wind tunnel.

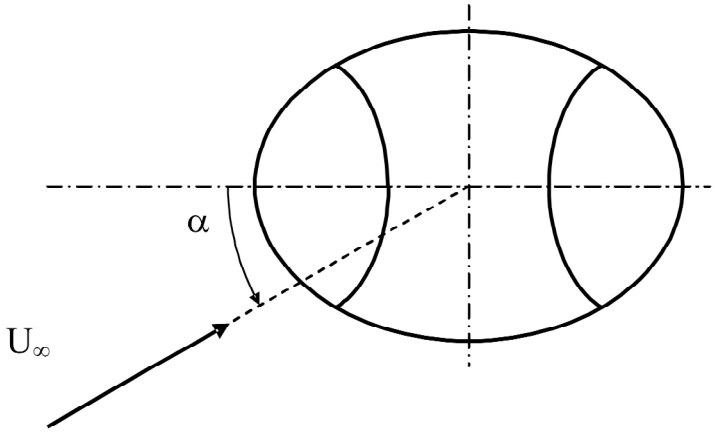


Figura 31. Croquis indicativo de la dirección de incidencia del viento respecto a la geometría de la cubierta.
Figure 31. Sketch indicating the incidence of the wind with respect to the geometry of the roof.

madera de haya y metacrilato de 2 mm. Las superficies de la pista, las gradas y las paredes laterales fueron reproducidas con contrachapado sobre una base de MDF, la estructura de la cubierta se realizó con unas costillas de MDF y sobre las mismas se dispuso una chapa de contrachapado para simular la cubierta propiamente dicha. En uno de los cilindros laterales, la chapa de contrachapado fue sustituida por metacrilato, para visualizar el interior durante los ensayos. Los pilares de apoyo se modelizaron con 4 conos torneados en madera de haya. La fijación de la cubierta a la estructura de costillas se hizo mediante 4 varillas roscadas con tuercas con arandelas a presión, situadas adyacentemente a los soportes.

Sobre la cubierta se instalaron 92 tomas de presión, cuya distribución se limitó a la mitad de la misma, en las posiciones que se muestran en la Figura 29. Cada toma de presión consiste en un orificio que se comunica con un tubo de latón de 1 mm de diámetro interior y este a su vez, con un tubo de plástico que transmite la presión hasta el instrumento de medida.

El modelo se ensayó en el túnel aerodinámico A9 perteneciente a las instalaciones del Laboratorio de Aerodinámica del Instituto Universitario "Ignacio Da Riva" de la UPM, en la ETSI Aeronáuticos de Madrid. La maqueta se dispuso sobre uno de los laterales del túnel y sobre una plataforma giratoria, que permite gobernar el ángulo α de incidencia de la corriente, con una precisión de 1º (Figura 30).

29. Each pressure tap is formed by an orifice that is connected to a brass tube with an internal diameter of 1 mm. In turn, this tube is connected to a plastic tube that transmits the pressure to the measuring instrumentation.

The model was tested in wind tunnel A9, in the facilities of the Laboratorio de Aerodinámica del Instituto Universitario "Ignacio Da Riva" (Aerodynamics Workshop of the "Ignacio Da Riva" University Institute) of the UPM (Polytechnic University of Madrid), in the ETSI Aeronáuticos de Madrid (Aeronautical Engineering School of Madrid). The model was set on one of the sides of the tunnel and on a rotating platform, which allows the α angle of incidence of the flow to be modified with a precision of 1º (figure 30).

The cover was subjected to two different tests: one with the sides uncovered and the other with an enclosure on the facade.

In the first case (nominal configuration with an open facade), the tests were done varying the angle of the incident flow on the velodrome in 15º intervals, from α = 0º up to α =165º (Figure 31).

The adequate combination by pairs of the results provided the pressure coefficients on the whole roof for flow incidence angles α = 15º, 30º, 45º, 60º, 75º and 90º. These seven cases form the wind loads on the roof for the first case study.

The second test was for the velodrome with a side panel. This panel was modelled with a piece of cardboard that prevented the air current from flowing below the roof.

The configuration of closed facades was measured with the current at a 45º

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Se realizaron dos ensayos de la cubierta, uno, con los laterales descubiertos y el otro, con un cerramiento de la fachada.

Para el primer caso o configuración nominal, con la fachada abierta, los ensayos se realizaron variando el ángulo de la corriente incidente respecto al velódromo de 15º en 15º, partiendo desde un ángulo α = 0º hasta α =165º (Figura 31).

Combinando adecuadamente los resultados dos a dos, se han obtenido los coeficientes de presión en toda la cubierta para los ángulos de incidencia de la corriente α = 15º, 30º, 45º, 60º, 75º y 90º. Estos siete casos conforman las cargas aerodinámicas sobre la cubierta para el primer caso de estudio.

El segundo caso ensayado, correspondió al del velódromo con un cerramiento lateral, cuya modelización se realizó por medio de una cartulina que impedía el paso de la corriente de aire por debajo de la cubierta.

La configuración de fachadas cerradas, se midió con la corriente a 45º por ser este el caso en donde las presiones habían resultado extremas en la configuración nominal (sin cerramientos laterales).

Los valores medidos en los sensores, se tradujeron a valores numéricos de coeficientes de presión, el cual se define como:

$$c_p = \frac{p - p_\infty}{\frac{1}{2}\rho U_\infty^2} \qquad (1)$$

en donde p es la presión medida en la toma de presión, p_∞ es la presión estática de la corriente incidente, ρ es la densidad del aire y U_∞ es la velocidad de la corriente de aire incidente. El término $\frac{1}{2}\rho U_\infty^2$ es la presión dinámica de diseño.

Las zonas de mayores coeficientes de presión, es decir, de mayor carga aerodinámica, son los extremos de los semiejes de la cubierta de planta elíptica. Los valores mínimos de estos coeficientes son c_p = -1,4 en zonas sobre extremos del eje mayor, y c_p = -1,9 en zonas sobre extremos del eje menor. Estos coeficientes son, en definitiva, coeficientes de presión del exterior de la cubierta.

Tabla 3. Envolvente de las cargas aerodinámicas. Valores de sustentación de signo positivo indican que la carga aerodinámica tiende a levantar la cubierta del velódromo

Table 3. Wind load envelope. Positive lift values indicate that the wind load tends to lift the cover of the velodrome.

		Configuración nominal *Nominal configuration*		Configuración fachadas cerradas *Closed facade configuration*	
Zona de la cubierta *Area of the roof*	c_{pi}	c_{pe}	$c_{lmáx}$	c_{pe}	$c_{lmáx}$
1	1,0	-0,6	1,6	-0,6	1,6
2	1,0	-1,4	2,4	-1,4	2,4
3	1,0	-0,7	1,7	-1,4	2,4
4	1,0	-0,9	1,9	-0,9	1,9
5	1,0	-1,9	2,9	-2,4	3,4
6	1,0	-0,7	1,7	-0,7	1,7

El coeficiente de sustentación, que como se verá más adelante, permite calcular la carga aerodinámica, se define como:

$$c_l = c_{pi} - c_{pe} \qquad (2)$$

Donde c_{pi} y c_{pe}, son los coeficientes de presión en intradós (interior) y en extradós (exterior) de la cubierta, respectivamente.

Para estimar el coeficiente de sustentación, se ha supuesto que el coeficiente c_{pe} es el obtenido en los ensayos, y el c_{pi} es el que se obtendría en el caso de corriente en remanso (caso más desfavorable), con un valor igual a 1 (aunque el Eurocódigo 1 recomienda un valor de 0,8).

La Tabla 3 recoge los datos de la envolvente de las cargas aerodinámicas, que incluye tanto a la configuración nominal (permeable), como a la de fachadas cerradas. Esta envolvente se determina con los coeficientes de sustentación máximos, obtenidos para cada zona de la cubierta (Figura 32).

Cabe destacar, que para el caso de fachadas cerradas, para la zona del extremo del semieje menor (zona 5), el coeficiente de sustentación mínimo aumenta entre el 17% y 26%, con respecto a la configuración nominal. Este aumento es debido a que, al impedir el paso del aire debajo de la cubierta, las

angle because in this case the pressures had proven to be extreme under the nominal configuration (without side panels).

The values measured in the sensors were converted to numerical values of pressure coefficients. These are defined as follows:

$$c_p = \frac{p - p_\infty}{\frac{1}{2}\rho U_\infty^2} \qquad (1)$$

where p is the pressure measured at the pressure tap, p_∞ is the static pressure of the incident flow, ρ is the air density and U_∞ is the speed of the incident air current. Equation $\frac{1}{2}\rho U_\infty^2$ is the design dynamic pressure.

The areas with the highest pressure coefficients (i.e. with greater wind load) are the ends of the major and semi-minor axes of the elliptical roof. The minimum values of these coefficients are c_p = -1.4 in areas at the ends of the major axis and c_p = -1.9 in areas at the ends of the minor axis. These coefficients are, ultimately, pressure coefficients of the outside of the roof.

The lift coefficient (which, as detailed later, is used to calculate the wind load) is defined as follows:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

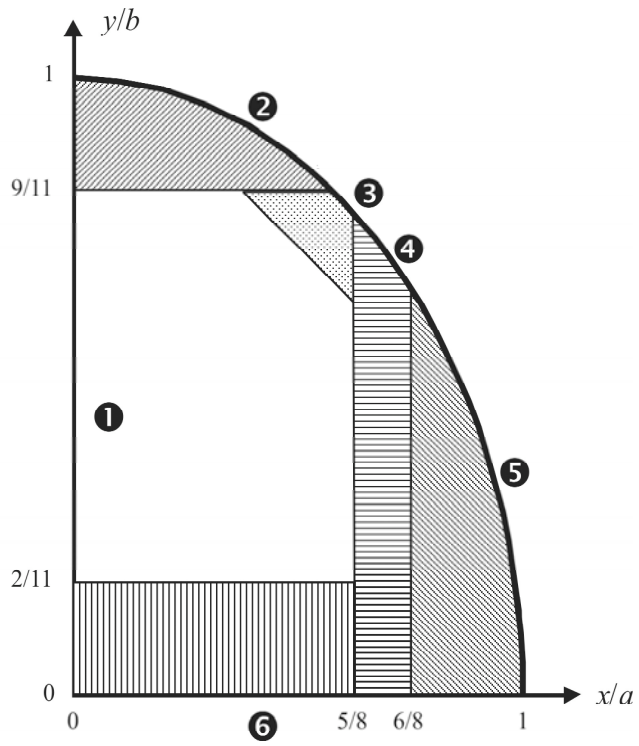


Figura 32. Cotas de situación de las tomas de presión de la cubierta del modelo. Nota: los parámetros a y b representan los semiejes menor y mayor respectivamente.
Figure 32. Elevations of the pressure taps of the cover of the model. Note: parameters a and b represent the semi-major and semi-minor axes respectively.

$$c_1 = c_{pi} - c_{pe} \qquad (2)$$

Where c_{pi} and c_{pe}, are the pressure coefficients on the intrados (inside) and the extrados (outside) of the roof, respectively.

In order to calculate the lift coefficient, the c_{pe} coefficient has been considered to be the one obtained in the tests and c_{pi} would be the one obtained in the case of stagnation flow (most unfavourable case), with a value of 1 (although Eurocode 1 recommends a value of 0.8).

Table 3 sets out the data on the wind load envelope, including both the nominal configuration (permeable) and the closed facade configuration. This envelope is determined with the maximum lift coefficients obtained for each area of the roof (Figure 32).

It is worth mentioning that in the case of the closed facades the minimum lift coefficient shows an increase of between 17% and 26% in the area at the end of the minor axis (area 5) with respect to the nominal configuration. This increase occurs because the air cannot flow under the roof so the speed over it is greater and stronger suction vortexes are generated.

Finally, the wind load is obtained by multiplying the lift coefficient by the design dynamic pressure.

$$I = \frac{1}{2}\rho U_\infty^2 \cdot c_I \qquad (3)$$

As set out before, the greatest loads occur with the flow hitting at a 45º angle. The lift coefficients for the configurations of open or closed facade are 2.9 and 3.4 (Table 3) respectively.

3.2. Serviceability limit states

Serviceability limit states are defined in section 2.2.1.1 (Calculation Bases) of EC3. They refer to the states of the structure beyond which said structure no longer satisfies the design performance criteria. These basically include excessive sag or deformation (that have an impact on the appearance or the projected function of the structure or that cause damage to non-structural elements) and inadequate vibrations that cause discomfort or damage or that affect the functionality of the building.

Section 3.1.2 (Calculation Bases) of Spanish Steel Regulation NBE EA95 es-

velocidades por encima de la misma son más altas, generandose a su vez, torbellinos de succión más fuertes.

Finalmente, la carga aerodinámica se obtiene multiplicando el coeficiente de sustentación por la presión dinámica de diseño.

$$I = \frac{1}{2}\rho U_\infty^2 \cdot c_I \qquad (3)$$

Las mayores cargas, como se adelantó, se producen cuando la corriente incide a 45º, con unos coeficientes de sustentación de 2,9 y 3,4 (Tabla 3), para las configuraciones de fachadas abierta o cerrada respectivamente.

3.2. Estados límites de servicio

Por estado límite de servicio se entiende lo especificado por el EC-3 en su apartado 2.2.1.1 (Bases de Cálculo), es decir, aquellos estados de la estructura en los cuales dejan de cumplirse los criterios de servicio especificados, y que, fundamentalmente, son las deformaciones o flechas excesivas (que afectan a la apariencia o uso previsto de la estructura o causan daños a elementos no estructurales) y las vibraciones inadecuadas que causan incomodidades, daños o bien afectan a la funcionalidad del edificio.

La Norma de Acero Española NBE EA-95 establece en sus Bases de Cálculo (Apartado 3.1.2) la necesidad de satisfacer unas condiciones de deformación, que se traducen en limitaciones a las relaciones flecha / luz máximas para diferentes elementos estructurales, no especificando condiciones en cuanto a vibraciones. En este sentido parece mas adecuado, mas compacto y completo el planteamiento del EC-3 al considerar con mayor detalle los aspectos que pueden influir en el incumplimiento de las condiciones de servicio que debe satisfacer cada elemento estructural (Artículo 4.2.2 del EC-3. Parte 1.1).

a) Flechas. $d_{max} = d_1 + d_2 - d_0$

d_{max} Flecha positiva en el estado final con respecto a la línea recta que une los apoyos.

d_1 Variación de la flecha debido a las cargas permanentes inmediatamente después de cargada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

d_2 Variación de la flecha debida a carga variable más cualquier variación a lo largo del tiempo.

d_0 Contraflecha previa.

Los límites recomendados en nuestro caso son:

d_{max} = L / 200 d_2 = L / 250

La EA-95 entra en menos complejidades y define una limitación genérica de L / 250, que es más restrictiva.

Aun así este límite proporciona flechas que cambian excesivamente la geometría por lo que se adoptó 1 / 1.000, o sea 12,6 cm con las cargas sin mayorar.

b) Otros estados límites de servicio. El EC-3 para cubiertas no transitables remite a estudios detallados si las vibraciones pudieran provocar molestias. La NBE EA-95 no hace referencia a las mismas. Dado el carácter de la estructura analizada no se ha efectuado un estudio detallado de vibraciones.

Se ha utilizado el programa SAP-2000 [8] para el cálculo de la estructura de la cubierta. A partir de él se obtuvieron los resultados expresados en forma de relación tensión real / límite elástico. En el peor de los casos se aprovecha la capacidad resistente de las barras al 70% y en el mejor apenas trabajan. En el primer caso se encuentran las barras próximas al arco interior y en el segundo las zonas de clave.

Puede parecer una estructura sobredimensionada a esfuerzos, pero no lo es a deformaciones.

3.3. Estudio del comportamiento local

Con el análisis comentado en el apartado anterior se comprobaba el buen funcionamiento de la malla de barras frente a esfuerzos globales. Pero también interesaba comprobar que no habría problemas con los esfuerzos locales. Para ello se planteó un ensayo de modelo físico a escala, de una parte de la estructura, el cual finalmente no se llegó a ensayar; pero si se evaluó mediante un análisis numérico [9].

Este modelo de detalle tenía por objeto estudiar el comportamiento de las uniones de las barras. Para ello se decidió, en principio, ensayar un modelo de un recuadro de la malla de 5 m x 2,50 m, en escala 1:1, cargado diagonalmente, que también sería modelizado y posteriormente analizado mediante el método de elementos finitos.

En el modelo se pretendía reproducir la geometría y material de los tubos que se emplearían en la realidad.

En la Tabla 4, se describen los pasos de los procesos de carga y descarga que

tablishes the need to fulfil certain deformation conditions that are expressed as limitations to the maximum sag/span ratio for various structural elements, without any reference to conditions regarding vibrations. In this sense, the approach of EC3 seems more adequate, compact and complete because it studies the aspects that may have a bearing on the non-compliance of each structural element with its service conditions in greater depth (Article 4.2.2 of EC-3. Section 1.1).

a) Sags. $d_{max} = d_1 + d_2 - d_0$

d_{max} *Positive sag in the final state with respect to the straight line that joins the supports.*

d_1 *Variation in sag due to dead loads immediately after the loading.*

d_2 *Variation in sag due to variable loads plus any variation over time.*

d_0 *Precamber.*

In our case, the recommended limits are the following:

d_{max} = L / 200 d_2 = L / 250

Regulation EA95 is not as detailed and defines a more restrictive generic limitation of L/250.

Even so, this limit provides sags that cause an excessive change in geometry,

Tabla 4. Proceso del ensayo del marco de tubos
Table 4. Test process of the tube section

Proceso ***Process***	**Carga alcanzada** ***Load reached***	**Registro** ***Record***
Carga en escalones ↓ *Step loading*	P_E	–
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	0	–
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{1}{4}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{1}{2}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{3}{4}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	P_R	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

so the figure finally applied was 1/1000, i.e. 12.6 cm without a load factoring.

b) Other serviceability limit states. In the case of roofs closed to passage of personnel, EC3 establishes that detailed studies should be carried out if vibrations present problems. NBE EA95 does not include any references to them. No detailed vibration study was carried out in view of the nature of the structure under analysis.

The SAP2000 [8] program was used to calculate the structure of the roof. The results obtained were shown as the ratio between the true tensile stress and the yield stress. In the worst case scenario 70% of the load bearing capacity of the bars is used, whereas it is hardly needed in the most favourable conditions. In the first case the bars are close to the inside arch, and in the second case in the arch crown areas.

The structure may seem oversized as regards stresses, but it is not as regards deflections.

3.3. Study of local behaviour

The analysis set out in the previous section demonstrated the good behaviour of the bar mesh against overall stresses. However, it was also important to check that no problems arose with local stresses. A test on a scale physical model of part of the structure was arranged, but it was finally not performed. However, a numerical analysis was carried out instead [9].

The purpose of this detail model was to study the behaviour of the bar joints. The initial test would therefore be performed on a 1:1 model of a 5 m x 2.50 m section of the mesh with diagonal loading which would be later modelled and analysed with the finite element method.

The aim of the model was to reproduce the geometry and material of the pipes that would be used in reality.

Table 4 describes the steps of the loading and unloading process that were planned for the section tested.

The test would be based on the determination of two fundamental load values: load P_E, which corresponds to reaching the yield strength in the most critical section and the ultimate strength, P_R, in the most unfavourable point. The result of the test would be the deformed geometry of the tubes.

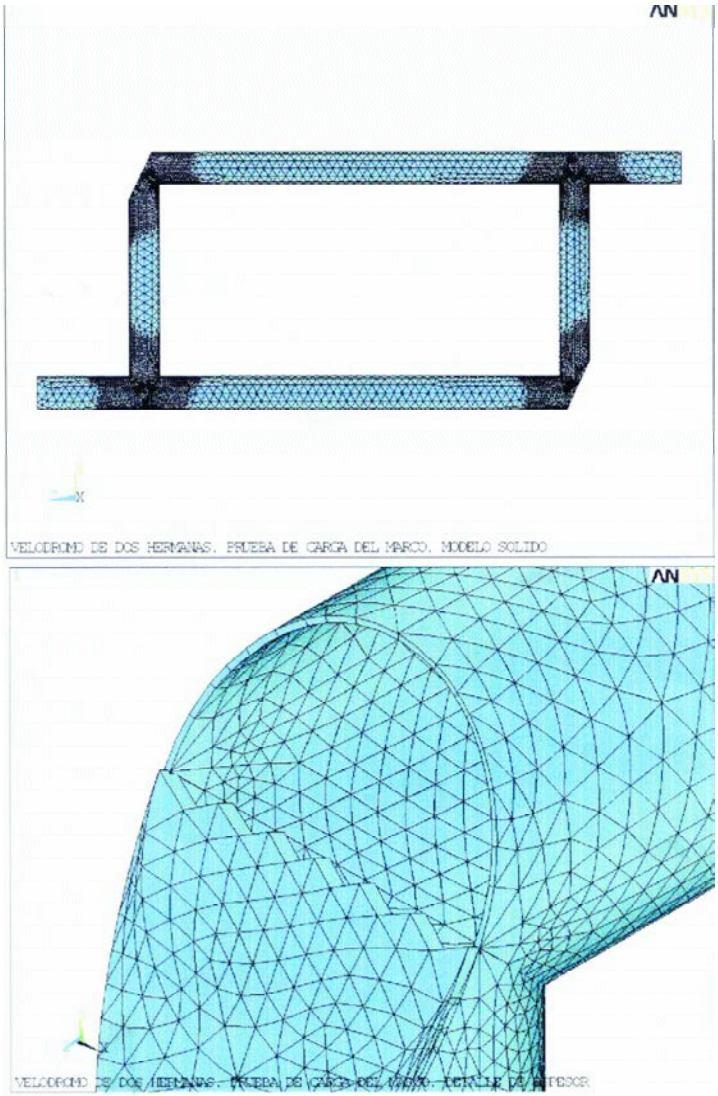


Figura 33. Modelo de elementos finitos en Ansys [10] y detalle del mallado de una de las esquinas.
Figure 33. Finite element model in ANSYS [10] and detail of the mesh in one of the corners.

The preliminary tests were performed with the SAP2000 program [8], and a further, more detailed analysis was done with ANSYS [10].

The overall behaviour of the frame can be obtained by analysing the load-displacement curve (Figure 34). This displacement is measured in the direction of the load (diagonally). The curve shows that the model has a linear behaviour up to 25 t, which can be considered the maximum admissible load.

After this maximum load, the transition becomes more or less curved. Then there is a shift to an almost linear hard-

se había previsto aplicar al recuadro ensayado.

El ensayo se hubiera basado en la determinación de dos valores de carga fundamentales: la carga P_E, correspondiente a alcanzar el límite elástico en la sección que resultase más crítica y la carga de rotura, P_R, en el punto más desfavorable Al finalizar el ensayo se habría medido la geometría deformada de los tubos.

Para el tanteo previo se utilizó el programa SAP2000 [8] y para el análisis definitivo, más detallado, se empleó el programa ANSYS [10].

El comportamiento global del marco se puede obtener del análisis de la curva carga-desplazamiento (Figura 34), medido este desplazamiento en la direc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ción de la carga (en la diagonal). La curva muestra un comportamiento lineal del modelo hasta las 25 t, carga que se puede admitir como máxima admisible.

A partir de esta carga máxima se produce una transición más o menos curva, para pasar a un comportamiento de endurecimiento cuasi-lineal, con el cual se llega a la carga de rotura de aproximadamente 100 t.

3.4. Materiales estructurales

En este caso se utilizó acero A-52b, que en la Norma NBE EA-95 no se consideraba que existiera para perfiles huecos. No obstante como todos los fabricantes han ajustado la producción al EC-3, que define como equivalente la calidad S355JR, se optó por utilizar este producto.

En cuanto a los tornillos de alta resistencia, estaba previsto que éstos fueran del tipo A8t de límite elástico de 90 kp / mm^2 y con el par de apriete que correspondía a cada diámetro. Sin embargo en la solución final construida se sustituyeron las bridas por soldaduras, con lo que dejaron de utilizarse los tornillos.

Respecto a las uniones soldadas se consideraron las recomendaciones recogidas en el Anexo 3.A1 de la NBE EA-95 y no se permitieron uniones a tope en tubos exigiéndose encamisados que se definieron en el proyecto. Las soldaduras fueron controladas según se definió en los correspondientes ensayos de control.

En cuanto al hormigón estructural se utilizó en pilotes, encepados y soporte con una calidad HA-30/P/15/IIb definida en la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE). Al utilizar grandes masas hubo que cuidar que las temperaturas de fraguado estuvieran controladas así como recurrir a la colocación de una armadura de piel importante.

El acero utilizado para el armado fue B 500 S.

3.5. Dimensionamiento de la estructura de cubierta

El programa utilizado para el cálculo [8] incluye elementos barra, elementos placa, cálculo dinámico, determinación de los modos de vibración, deformaciones lineales y no lineales y comprobación de tensiones y redimensionado.

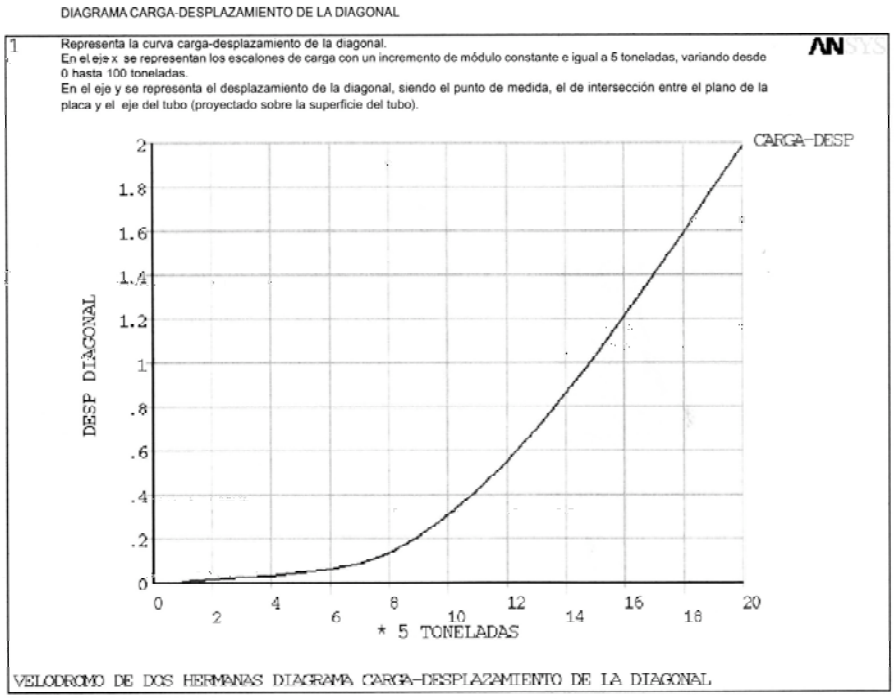


Figura 34. Curva carga-desplazamiento.
Figure 34. Load-displacement curve.

Para ello simplemente se introdujo el modelo geométrico a calcular que, en este caso, era de elementos lineales o superficiales, según se tratase de los tubos o de los cajones perimetrales y las cargas de manera simplificada puesto que, salvo en el caso de peso propio, se consideraron aplicadas en los nudos.

Las acciones de viento fueron consideradas con la distribución proporcionada por el ensayo en túnel de viento tanto con los laterales abiertos como cerrados.

El comportamiento dinámico se consideró con la magnificación producida por los cinco primeros modos de vibración y sin introducir ningún espectro tipo que pudiera simular un terremoto real puesto que no existen registros informáticos para un corte geológico como el existente en el área del bajo Guadalquivir.

El cálculo proporciona la magnitud de los elementos a utilizar que se optó por unificar por economía de montaje, aunque ello pudiera significar un desperdicio aparente. Sin embargo no lo es, por varias razones:

a. Las estructuras hiperestáticas son colaborantes íntegramente y la disminución de la sección de un elemento aparentemente sobredimen-

ening behaviour until the ultimate strength of 100 t is reached.

3.4. Structural materials

In this case, A52b steel was used, which was not considered for hollow sections in Regulation NBE EA95. However, this option was selected because all manufacturers have adapted their products to EC3, which defines quality S355JR as equivalent.

High-resistance screws were projected to be of A8t type, with a yield strength of 90 kp/mm^2 and the corresponding tightening torque for each diameter. However, flanges were replaced by welds in the final solution, so the screws were no longer used.

The recommendations set out in Appendix 3.A1 of NBE EA95 were considered for welded joints. No butt joints were allowed in the pipes, so the sleeves defined in the project had to be used. The welds were controlled as defined in the corresponding control tests.

The structural concrete used in the piles, pile caps and supports was of quality HA30/P/15/IIb, as defined in the Instrucción Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE, Spanish Structural Concrete Code of Practice). Large masses were used, so the setting

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

temperature was monitored and a large crack control reinforcement was installed.

The type of steel used for the reinforcement was of B 500 S type.

3.5. Dimensioning of the roof structure

The program used for the calculations [8] includes bar elements, plate elements, dynamic calculation, determination of the vibration modes, linear and non-linear deflections and verification of stresses and redimensioning.

For this purpose, the geometric model to be calculated was introduced. In this case, the model was of linear or surface elements, depending on whether tubes or perimeter caissons and simplified loads were under analysis. The loads (except those due to the dead weight) were simplified because they were considered to be applied on the nodes.

The wind loads were considered with the distribution provided by the wind tunnel test, both with the open and closed sides.

The dynamic behaviour was considered with the magnification caused by the first five vibration modes. No typical spectra were used to simulate a real earthquake because there are no computer records for a geological section such as the one in the area close to the mouth of the river Guadalquivir.

The calculation provides the magnitudes of the elements to be used, which were joined so as to economise in the erection. This could initially appear wasteful, but there are several reasons why it is not:

a. Statically indeterminate structures relay upon global behaviour of the members and the reduction in the section of an apparently oversized element could lead to the failure of other elements.

b. The potential failure of isolated elements has to be avoided to prevent the overstressing of neighbouring items.

c. Geometrical regularity is convenient to ensure the general appearance is good. Thicknesses can be used for this purpose, but in this case the minimum levels that do not cause buckling had already been applied. There has nevertheless been a distinction between families in each direction because the sections used in the main direction are larger than those for the secondary direction. This was also useful to provide a supplementary profile so the roof panel could be screwed on.

d. The dimensions required during the erection process differed greatly with respect to those for normal operation.

Taking everything into consideration, the option of perimeter caissons built with 10 mm ST-52-3 plates and two-diameter tube profiles was selected, as detailed below.

Reinforcements were only considered for points where elements were concentrated next to the supports.

The final calculated mesh has the following characteristics:

a. In the main directions: Ø 355 e = 6.3 mm.

b. In secondary directions Ø 273 e = 6.3 mm.

c. Special tubes Ø 355 e= 7.0 mm.

d. Vertical plate connection tubes Ø 355 e = 6.3 mm.

3.6. Dimensioning of the connections

Finally, the main joints selected were of the following types:

a. Tube joints by welding

b. Caisson joints by welding

c. Joints of tubes to caissons

a. Tube joints by welding

Despite the fact that flanges were projected initially, many joints, such as, for instance, nodes, had to be welded. Besides, the company in charge of erection finally decided to propose eliminating all the flanges and the official management agreed. Figure 35 shows the fillet buttwelds with a careful stereotomy. Figure 36 shows the inside sleeve of an inline weld.

sionado podría significar el agotamiento de otros elementos.

b. Hay que prevenir el posible fallo de elementos aislados que pudiera exigir del entorno un sobreesfuerzo.

c. La regularidad geométrica es conveniente para una buena apariencia formal. A tal efecto puede jugarse con los espesores. Pero en este caso ya se habían utilizado los mínimos que no producen abolladura. No obstante se ha distinguido entre las familias de cada dirección, ya que, en la principal se utilizaron secciones mayores que en la secundaria. Por otra parte esto sirvió para la colocación de un perfil suplementario en donde atornillar el panel de cubierta.

d. El proceso de montaje exigía unas dimensiones distintas al funcionamiento en régimen normal.

Con todo ello se concluyó en la utilización de cajones periféricos resueltos en chapa de 10 mm de ST-52-3 y de perfiles tubulares de dos diámetros según se detalla posteriormente.

Solamente en los puntos de concentración de elementos junto a los soportes se estudió un refuerzo.

La malla calculada finalmente tiene las siguientes componentes:

a. En las direcciones principales Ø 355 e = 6,3 mm.

b. En las direcciones secundarias Ø 273 e 6,3 mm.

c. Tubos especiales Ø 355 e = 7,0 mm.

d. Tubos verticales de conexión entre capas Ø 355 e = 6,3 mm.

3.6. Dimensiones de las conexiones

Las uniones fundamentales fueron, finalmente, de los siguientes tipos:

a. Uniones de tubos mediante soldadura.

b. Uniones de cajones mediante soldadura

c. Uniones de tubos a cajones.

a. Uniones de tubos mediante soldadura

A pesar de las bridas inicialmente previstas, numerosas uniones debían re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 35. Soldaduras en ángulo (preparación y ejecución).
Figure 35. Fillet welds (preparation and execution).

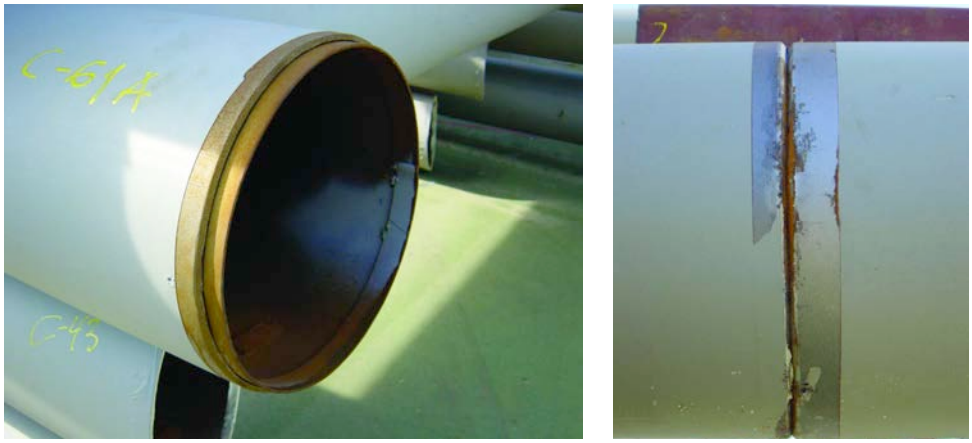


Figura 36. Soldaduras en línea. Preparación de la camisa y unión.
Figure 36. Inline welds. Preparation of the sleeve and joint.

solverse por soldadura, como por ejemplo los nudos. Pero es que además, al final, la empresa montadora, decidió proponer la eliminación de las bridas, lo cual fue aceptado por la dirección facultativa. En la Figura 35 se muestran soldaduras a tope en ángulo con una cuidada estereotomía. En la Figura 36 se ve el encamisado interior de una soldadura en línea.

b. Uniones de cajones

Los cajones se conectaron provisionalmente con TAR hasta tanto estuvieron correctamente posicionados y pudieron soldarse. En este caso como los cajones tienen un peso aproximado de 5 t, el par que introducen para colocarlos en ménsula es de 12,5 mt que distribuido en un canto de 2,5 m da tracciones de 5 t. Esto significó que con una cantidad mínima de tornillos era suficiente. Se decidió disponer 5 TR20 en la parte superior y 5 TR 20 en la inferior, para una vez controlada su posición soldarlos en todo su perímetro (Figura 37).

c. Uniones de tubos a los cajones

Se dejaron preparadas unas esperas sobre las que apoyaban los tubos y una vez posicionadas las uniones entre ambos se resolvieron mediante soldadura (Figuras 38 y 39).

3.7. Comprobación de abolladura en los cajones de bordes

Se siguieron las directrices contenidas en la Norma NBE EA-95 en sus artículos 3.5.6 al 3.5.7. En ella se expone que si la relación entre el espesor e y la altura del alma h_a es:

$$\frac{e}{h_a} \leq 0{,}015 \ \ para \ \ A52 \qquad (4)$$

no es necesario comprobar la abolladu-

b. Caisson joints

Caissons were provisionally connected with high strength screws until their position was correct and they could be welded. In this case, since the weight of the caissons is approximately 5 t, the torque needed for the cantilever is 12.5 m, resulting in a tension of 5 t distributed along a depth of 2.5 m. A small amount of screws was therefore needed: five TR20s were distributed along the top and a further five TR20s along the bottom so that the whole perimeter could be welded once their position was controlled (Figure 37).

c. Joints of the tubes to the caissons

Dowels were prepared to place the tubes. Once they were in position, the joints between them would be welded (Figures 38 and 39).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figuras 37. Uniones a tope de los cajones.
Figure 37. Butt joints of the caissons.

Figura 38. Unión de tubos a los cajones mediante teja metálica.
Figure 38. Joint of the pipes to the caissons by means of metallic mesh.

Figura 39. Uniones terminadas de tubos y cajón con teja y contra-teja.
Figure 39. Finished joints of the tubes and caisson with dowels and counterdowels.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

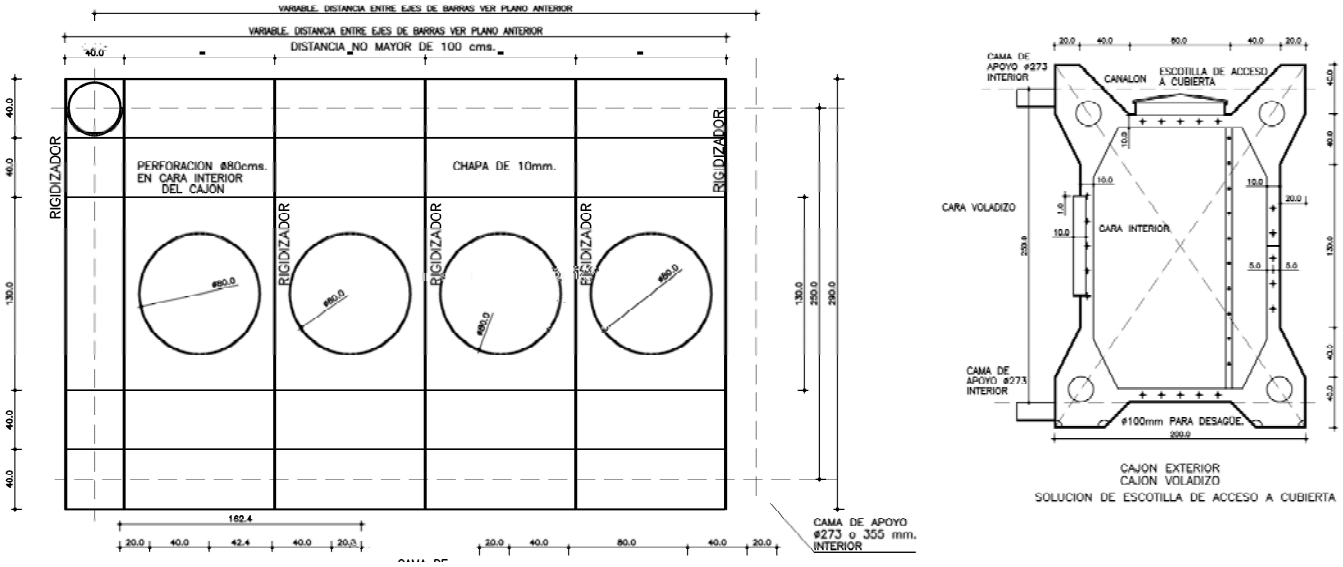


Figura 40. Propuesta de proyecto para los rigidizadores
Figure 40. Project proposal for the stiffeners.

Figure 41. Stiffeners of an interior caisson.
Figura 41. Rigidizadores de un cajón interior.

Figura 42. Refuerzo de los rigidizadores en puntos de concentración de fuerzas.
Figure 42. Reinforcement of the stiffeners at stress concentration points.

Figura 43. Aspecto del pasillo interior reforzado con los rigidizadores.
Figure 43. Appearance of the interior corridor with the reinforcement of the stiffeners.

Figura 44. Utilización de los rigidizadores como auxiliares en el ensamblaje de cajones.
Figure 44. Use of the stiffeners as auxiliary elements for the erection of caissons.

ra. En este proyecto se adoptaron unas dimensiones que evitaron las comprobaciones de abolladura mediante el cumplimiento de la citada relación (4) (Figuras 40 a 44).

3.8. Dimensionado de los soportes

Los soportes se dimensionaron para resistir las cargas mayoradas transmitidas por la cubierta y teniendo además

3.7. Verification of buckling int he end caissons

The directives set out in sections 3.5.6 and 3.5.7 of Regulation NBE EA95 were followed. This regulation establishes that if the ratio between thickness e and the height of the web (h_a) is:

$$\frac{e}{h_a} \leq 0{,}015 \ \ para \ \ A52 \qquad (4)$$

it is not necessary to check the buckling. The dimensions applied in this project avoided the need for denting verifications by complying with the above ratio (4) (Figures 40 to 44).

3.8. Dimensioning of the supports

Supports shall be dimensioned to withstand the load increases transmitted by the roof, considering the dead weight of these concrete elements as well.

These loads were used to calculate the stresses, assuming that the supports were stiff solid elements and determining the axial stresses, moments and shear stresses from a simple manual calculation because we are dealing with a statically determined structure. This supposition was validated by means of a finite element model that was also used to evaluate the stresses transmitted to the foundations (Figure 45).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

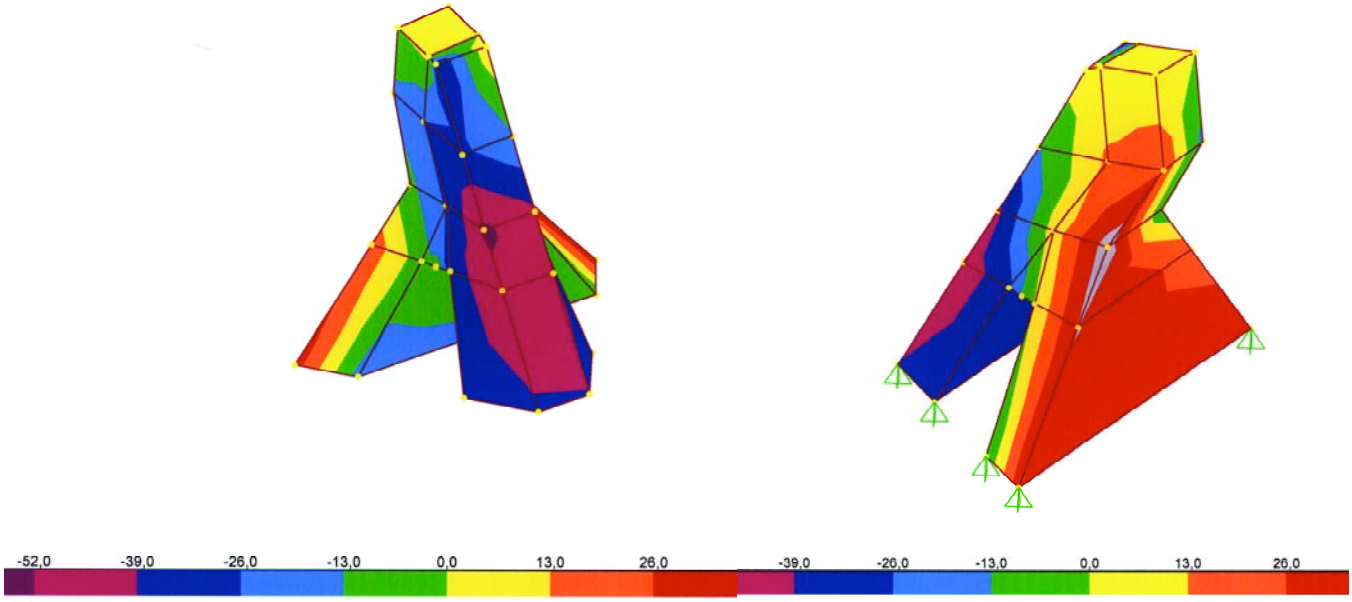
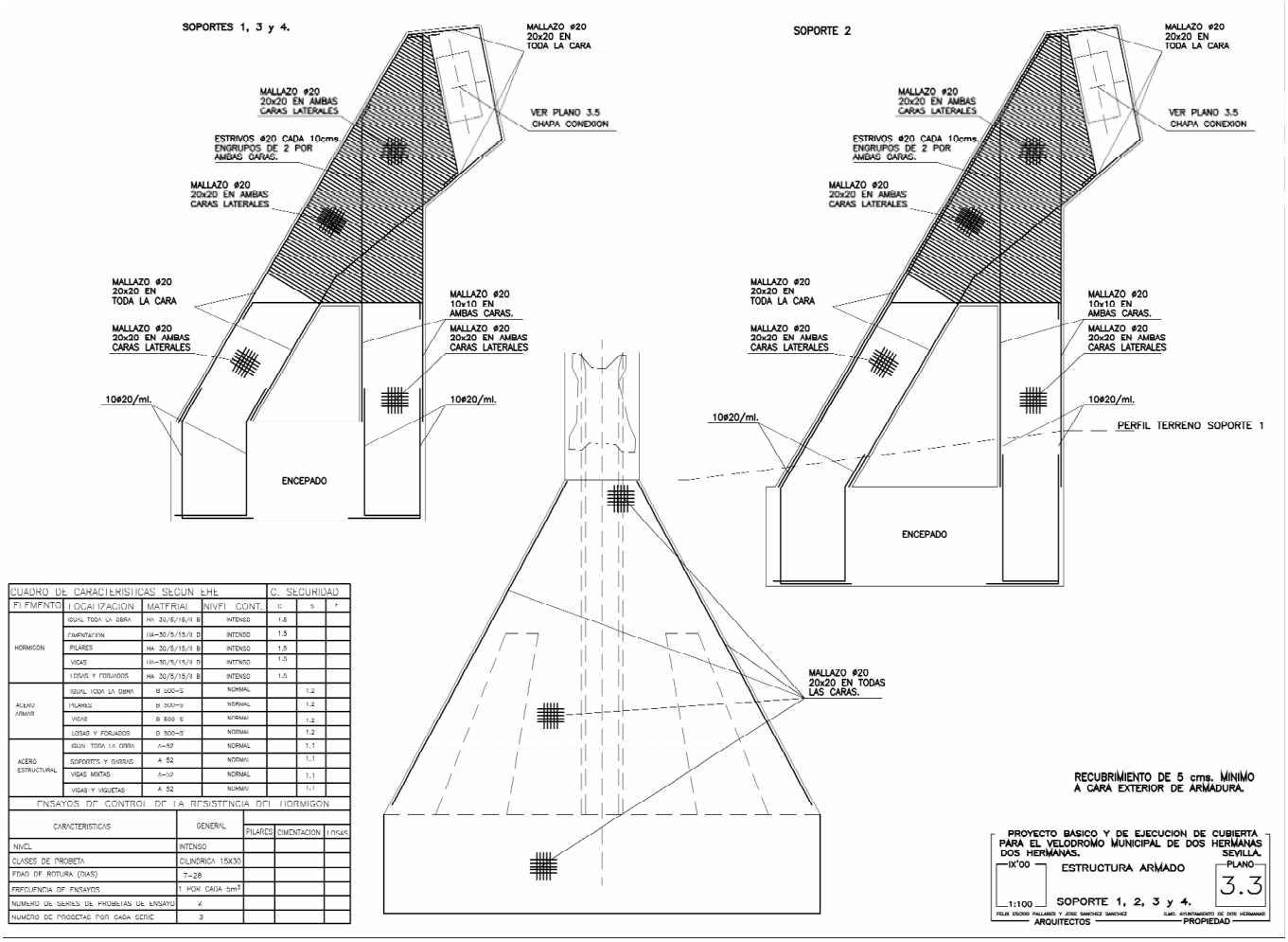


Figura 45. Distribución de tensiones verticales en soportes, calculadas con el método de elementos finitos.
Figure 45. Distribution of vertical stresses on the supports, calculated with the finite element model.



CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE				C. SEGURIDAD		
ELEMENTO	LOCALIZACION	MATERIAL	NIVEL CONT.	G	S	P
HORMIGON	IGUAL TODA LA OBRA	HA 30/B/15/IIa	INTENSO	1.6		
	CIMENTACION	HA-30/B/15/IIa	INTENSO	1.5		
	PILARES	HA 30/B/15/IIa	INTENSO	1.5		
	VIGAS	HA-30/B/15/IIa	INTENSO	1.5		
	LOSAS Y FORJADOS	HA 30/B/15/IIa	INTENSO	1.5		
ACERO ARMAR	IGUAL TODA LA OBRA	B 500-S	NORMAL		1.2	
	PILARES	B 500-S	NORMAL		1.2	
	VIGAS	B 500 S	NORMAL		1.2	
	LOSAS Y FORJADOS	B 500-S	NORMAL		1.2	
ACERO ESTRUCTURAL	IGUAL TODA LA OBRA	A-52	NORMAL		1.1	
	SOPORTES Y BARRAS	A 52	NORMAL		1.1	
	VIGAS MIXTAS	A-52	NORMAL		1.1	
	VIGAS Y VIGUETAS	A 52	NORMAL		1.1	

ENSAYOS DE CONTROL DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON				
CARACTERISTICAS	GENERAL	PILARES	CIMENTACION	LOSAS
NIVEL	INTENSO			
CLASES DE PROBETA	CILINDRICA 15X30			
EDAD DE ROTURA (DIAS)	7-28			
FRECUENCIA DE ENSAYOS	1 POR CADA 5m³			
NUMERO DE SERIES DE PROBETAS DE ENSAYO	2			
NUMERO DE PROBETAS POR CADA SERIE	3			

Figura 46. Esquema de armado de los soportes.
Figure 46. Diagram of the support reinforcements.

The calculation reinforcement itself was increased for the sake of durability, to be able to control the opening of the cracks and to contribute to an increase of the safety in ELU.

The reinforcement of the supports is summarised by placing 1 Ø 20 every 10 cm in the area under stress and a crack control reinforcement on all the sides of the 1 Ø 20 support every 20 cm, as

en cuenta el peso propio de estos elementos de hormigón.

Con estas cargas se calcularon los esfuerzos suponiendo los soportes como sólidos rígidos y determinando los axi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

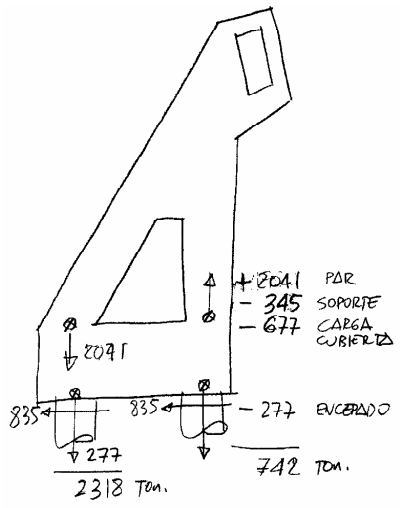


Figura 47. Acciones en los pilotes.
Figure 47. Actuations on the piles.

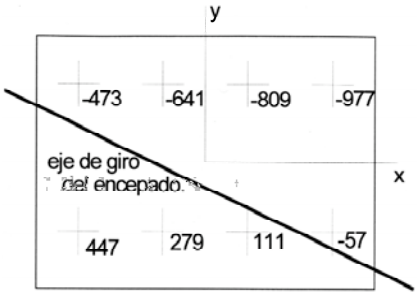


Figura 48. Distribución de cargas por pilote, con reparto rígido.
Figure 48. Load distribution per pile, with stiff distribution.

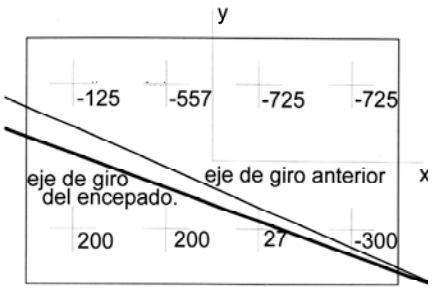


Figura 49. Distribución de cargas por pilote, una vez aplicada la redistribución.
Figure 49. Load distribution per pile, after applying the redistribution.

les, momentos y cortantes a partir de un simple cálculo manual, ya que se trataba de una estructura estáticamente determinada. Esta suposición se validó, mediante un modelo de elementos finitos, el cual se usó también para la evaluación de los esfuerzos transmitidos a la cimentación (Figura 45).

La armadura de cálculo estricto, se aumentó por cuestiones de durabilidad, para poder controlar la apertura de las fisuras, y también para contribuir al aumento de la seguridad en ELU.

El armado de los soportes se resume en la colocación de 1 Ø 20 cada 10 cm en la zona traccionada y en una malla de armadura de piel en todas las caras del soporte de 1 Ø 20 cada 20 cm, tal y como se aprecia en los planos de construcción de la Figura 46.

A medida que el soporte adelgaza desde la base hacia la cabeza, los esfuerzos también disminuyen considerablemente, lográndose mantener la separación entre barras en toda la altura del pilar.

Para absorber el esfuerzo de cortante se dispusieron, por cada metro lineal, 4 ramas de estribos de Ø 20. Se evitaron los huecos para no debilitar al cortante las secciones transversales, salvo en la cabeza, en el encuentro con los arcos de borde, donde fue posible recurrir al refuerzo de las chapas de la pieza de encuentro de los cajones metálicos con el soporte.

3.9. Cálculo de la cimentación

La cimentación es profunda, y está formada por 2 filas de cuatro pilotes cada una. Los pilotes trabajan solidariamente gracias a un encepado de importantes dimensiones, cuya misión es la de transferirles las cargas que llegan desde la base del soporte.

Se emplearon las acciones provenientes de la reacción de la cubierta más el peso propio del soporte y del encepado, todas ellas, sin mayorar (Figura 47).

Para el reparto de esfuerzos entre los pilotes se hizo con un criterio de reparto rígido, admitiendo una redistribución entre éstos, para conseguir que los pilotes traccionados, pudiesen trabajar al límite de su capacidad (Figuras 48 y 49).

Aun cuando en el informe geotécnico se recomendasen, de acuerdo a las cargas previstas y para la configuración del terreno de cimentación de la obra, unos pilotes de diámetro Ø150 cm y una longitud de 15 metros, se decidió incrementar ésta en 5 metros adicionales, para obtener mayor capacidad por fricción del fuste (ya que los pilotes traccionados resultaban condicionantes del diseño).

Finalmente, estos pilotes de Ø 150 cm y 20 m de longitud se armaron con 47 Ø 20 de armadura longitudinal y una hélice de cercos, para absorber el cortante, de Ø 10 con separación de 10 cm.

Las armaduras de los encepados se calcularon aplicando la teoría de bielas y tirantes, en bandas de 3 m de ancho, adoptándose para su materialización 15 grupos de barras de 3 Ø 32 cada uno. El resto de la cara inferior se armó con 1Ø20 cada 15 cm. Se terminó el montaje de la "jaula" con Ø 20 a 20 cm en las caras laterales (Figura 50).

3.10 Cuantías de Armado

De todo lo visto anteriormente resultan unas cuantías a efectos de mediciones y de comprobación de la cantidad

shown in the engineering drawings in Figure 46.

As the thickness of the support decreases from the base to the head, the stresses are also considerably reduced. The separation between bars is maintained throughout the whole pillar.

Four legs of Ø20 stirrups per linear metre were arranged to withstand the shear stress. Recesses were avoided so as not to weaken transversal sections against shear stress, except at the head and at the connection points of the end arches, because there it was possible to reinforce the plates that connect the metallic caissons with the support.

3.9 Calculation of the foundations

Foundations are deep and are formed by two rows of four piles each. Piles work jointly thanks to a large pile cap that has to transfer the loads from the base of the support.

The actuations caused by the reaction of the roof plus the dead weight of the support and of the pile cap were used without any increase (Figure 47).

The stress distribution of the piles was calculated with a criterion of stiff distribution, allowing for a redistribution amongst them so that the tensile piles under stresses could operate at the limit of their capabilities (Figures 48 and 49).

Even if the geotechnical report recommended 15 m long piles with a diameter of Ø 150 cm in accordance with the projected loads and the configuration of the foundation ground, they were nevertheless increased by 5 m to obtain a greater friction capability from the

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

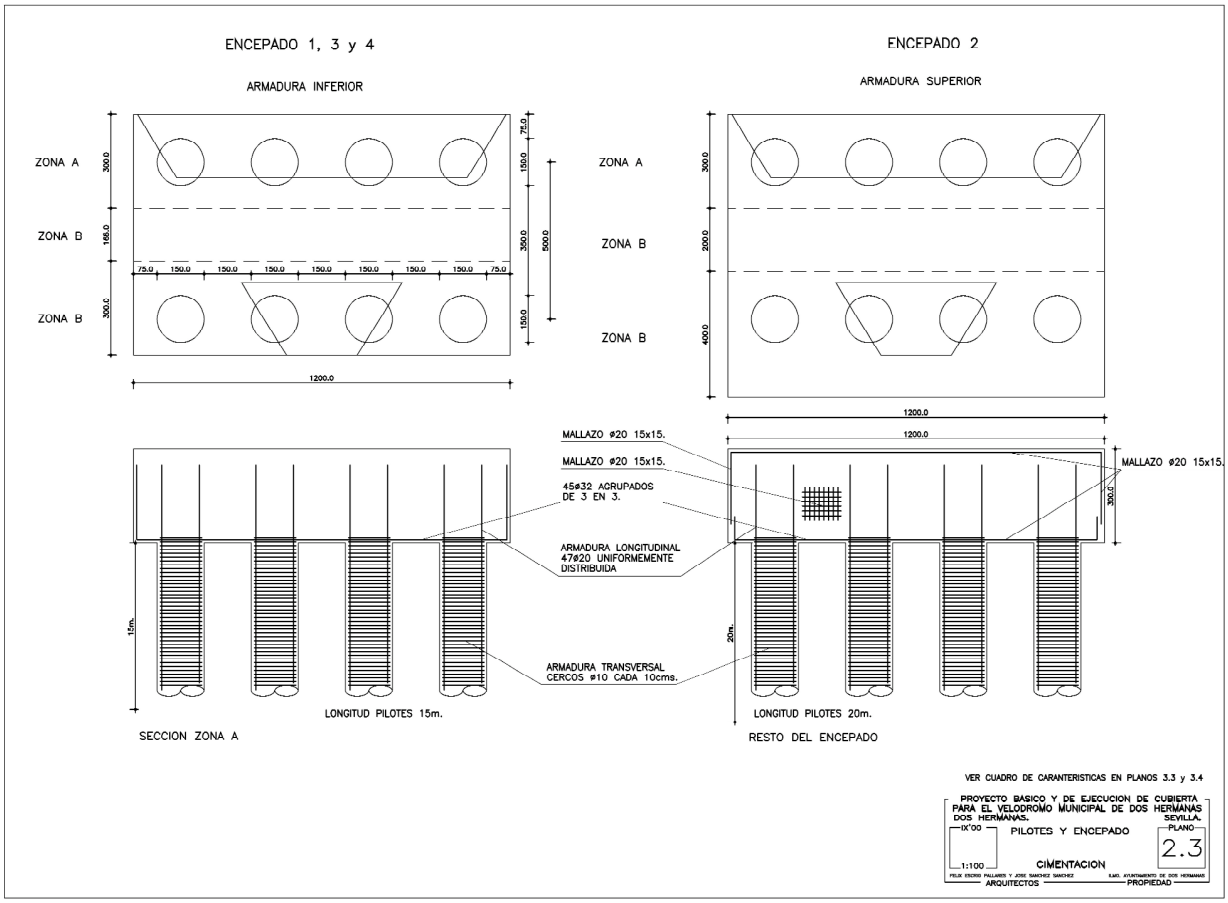


Figura 50. Armado de los encepados y los pilotes.
Figure 50. Reinforcement of the pile caps and piles.

Tabla 6. Tabla resumen de medición de encepados
Table 6. Summary table of pile cap measurements

		Superficie *Surface*		Armadura 1 *Reinforcement 1*		Armadura 2 *Reinforcement 2*		Total *Total*
Encepado *Pile cap*	Volumen(m^3) *Volume (m^3)*	Caras laterales (m^2) *Side surfaces*	Caras horizontales (m^2) *Horizontal surfaces*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg) *Weight*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg) *Weight*	Cuantía (kg/m^3) *Amount*
1,3 y 5	318	126	106	32	5127	20	11688	53
2	399	141	133		5697		14074	50

Tabla 7. Tabla resumen de medición de pilotes
Table 7. Summary table of pile measurements

		Armadura 1 *Reinforcement 1*		Armadura 2 *Reinforcement 2*		Total
Pilote *Pile*	Volumen (m^3/ml) *Volume*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg/ml) *Weight*	Diámetro Ø(mm) *Diameter*	Peso (kg/ml) *Weight*	Cuantía (kg/m^3) *Amount*
Todos	1,77	20	116	10	30	82

Tabla 5. Tabla resumen de medición de soportes
Table 5. Summary table of support measurements

Soporte *Support*	Volumen (m^3) *Volume (m^3)*	Superficie (m^2) *Surface(m^2)*	Diámetro Ø (mm) *DiameterØ (mm)*	Peso (kg) *Weight (kg)*	Cuantía (kg/m^3) *Amount (kg/m^3)*
1,3 y 5	187	316	20	14062	75
2	216	346	20	15397	75

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

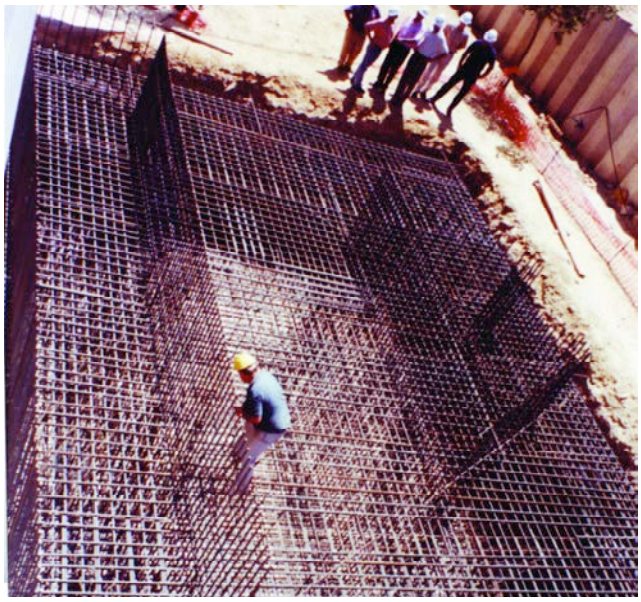


Figura 51. Armado del encepado.
Figure 51. Reinforcement of the pile caps.

Figura 52. Confección de los encofrados de madera.
Figure 52. Preparation of the wood formwork.

de armado, que se muestran resumidas en las Tablas 5 a 7.

4. CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES Y MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Se incluyen a continuación tan solo unas breves consideraciones sobre la construcción y montaje de la estructura, remitiendo al lector interesado en estos aspectos a la referencia [11]

Como ha quedado reflejado en los últimos párrafos del apartado precedente, los esfuerzos transmitidos por la cubierta obligaron al diseño de unos soportes de importantes dimensiones, los cuales a su vez, requirieron de unas cimentaciones a su medida, de modo que éstas fuesen capaces de absorber los momentos de vuelco introducidos por los primeros (Figura 51).

Como se ha comentado anteriormente en el apartado 2, las caras más aparentes de los soportes son formas alabeadas en paraboloide hiperbólico que se encofraron mediante tablas, para lograr el acabado superficial tradicional inherente a encofrados de madera "artesanales" (Figura 52).

Para la conexión de la malla de tubos a las esquinas de las vigas de borde, fue preciso diseñar unas piezas especiales, a modo de cartelas, capaces de recoger los tubos que se concentraban en esas esquinas. En la Figura 53 se observa su montaje y unión a las vigas de borde.

Las vigas-cajón de borde, visitables por su interior, disponen de unos óculos

shaft (because the piles under stress conditioned the design).

Finally, these Ø150 cm and 20 m long piles were reinforced with 47 Ø 20 longitudinal reinforcements and a Ø 10 tie helix assembly with a 10 cm separation to withstand the shear stress.

The reinforcements of the pile caps were calculated by applying the strent and tie theory in 3 m wide bands, and 15 groups of bars of 3 Ø 32 each were applied for their materialisation. The rest of the lower surface was reinforced with 1Ø 20 every 15 cm. The 'cage' was completed with Ø20 at 20 cm on the side surfaces (Figure 50).

3.10. Amount of reinforcement

The results of the above items for the purpose of measurement and verification of the amount of reinforcement are set out in Tables 5 to 7.

4. CONSTRUCTION OF THE MAIN ELEMENTS AND ERECTION OF THE STRUCTURE

Below are some brief considerations regarding the construction and erection of the structure. For further information on these issues, check reference [11].

As indicated in the last paragraphs of the previous section, the stresses transferred by the roof called for the design of large supports. In turn, the foundations for these supports also had to be large so they could absorb the tilting moments caused by said supports (Figure 51).

As set out above in section 2, the most visible sides of the supports are hyperbolic paraboloid warped shapes formed with boards so that the final result is the traditional surface finish used in 'hand-made' wood formwork (Figure 52).

Special parts had to be designed to connect the tube mesh to the corners of the edge beams. These parts, were able to collect the tubes that were concentrated on those corners. Figure 53 shows how they were assembled and joined to the end beams.

The inside of the edge box beams is accessible for personnel. They have several eyes to give them a lighter appear-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 53. Montaje y conexión de la pieza de unión de las barras en una de las esquinas del voladizo.
Figure 53. Assembly and connection of the joint of the bars to one of the corners cantilever sector.

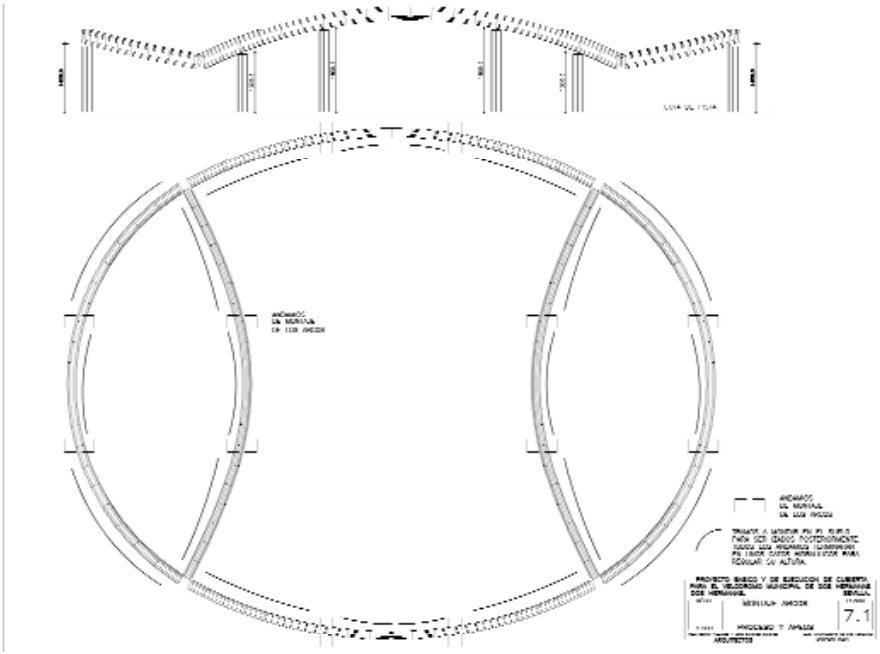


Figura 54. Montaje de los arcos.
Figure 54. Erection of the arches.

ance and facilitate the passage of the workers in charge of use and maintenance of the facilities.

For the erection stage, the authors proposed a series of hoisting, propping and structure module connection stages to avoid at all times the use of large shoring. Firstly, the edge box beams were erected by sections with 12 support towers (Figure 54). After this, the mesh was assembled from modules built on the floor and put in place by means of eight new support towers (Figure

que permiten aligerar su aspecto estético y facilitan el tránsito de los operarios encargados de las labores de uso y mantenimiento del recinto.

Para el montaje, los autores propusieron una serie de fases de izado, apeo y conexión de los módulos de la estructura tratando de evitar en todo momento tener que utilizar grandes cimbras. Primero se procedió al montaje de las vigas cajón de borde, por tramos, con 12 torres de apoyo (Figura 54), Posteriormente, se montó la malla a partir de módulos construidos sobre el suelo y colocados luego en su posición aprovechado ocho nuevas torres de apoyo (Figura 55); en primer lugar se colocaron los módulos de los voladizos, comenzando por las zonas especiales de esquinas antes citadas (Figura 56), para pasar luego a completar la malla de los citados voladizos (Figura 57), más tarde colocar la malla de todo el sector central y, finalmente, disponer la cubierta (Figura 58).

Durante esta última fase se realizó el desapeo de la cubierta. Para ello se dispusieron unos gatos hidráulicos por debajo de los elementos horizontales de arriostramiento de las patas de cada torre, de modo que una vez transferidas las

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

cargas a los gatos, se cortaron las patas de las torres, en una cantidad igual al descenso teórico previsto (15 cm) más una cierta cantidad adicional de resguardo. Efectuado el corte, los gatos se descargaron y, tras el descenso de estas estructuras provisionales, se pudo efectuar su retirada.

5. CERRAMIENTO LATERAL DEL VELÓDROMO

Completada la obra, la delegación de deportes que gestiona las instalaciones contempló la posibilidad de convertir el recinto cubierto en un palacio de deportes, lo cual exigiría ampliar las instalaciones del velódromo, y sobre todo, disponer un cerramiento lateral que controlase el ambiente interior.

Los autores propusieron un cerramiento, a modo de piel transparente sujeta a cables, que cumpliese con la misión asignada, sin dar sensación de apoyo continuo a la viga cajón, lo cual desvirtuaría el espíritu inspirador del proyecto, esto es, el apoyo de la cubierta en tan solo cuatro puntos [11].

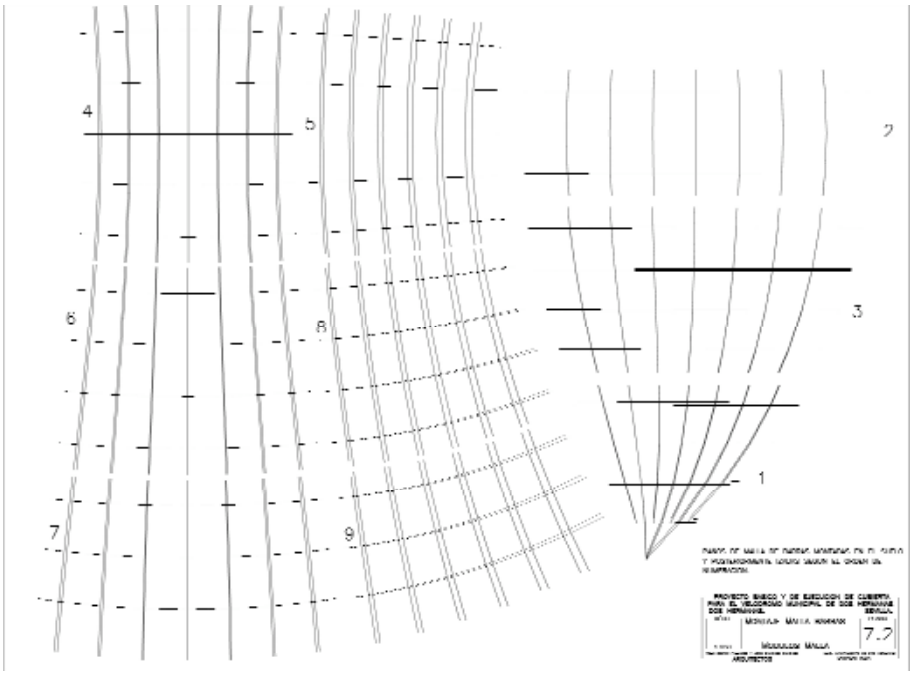


Figura 55. Orden de izado de los 25 paños de malla.
Figure 55. Order of hoisting of the 25 meshes.

Figura 56. Aspecto de la malla durante el montaje en la zona de voladizos.
Figure 56. Appearance of the mesh during erection in the jut area.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Escrig, F; Sánchez, J.: "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla" STAR BOOKS, Sevilla 2003, ISBN 84-88988-49-4, 130 pp (L).

[2] Ishii, K.: "Membrane Structures in the World" Shinkemchiku-sha Publishing Company, Tokyo, 1999.

55). The first step involved placing the mesh modules of the cantileverd sectors, starting with the aforementioned

Figura 57. Montaje de la malla.
Figure 57. Erection of the mesh.

Figura 58. Vista aérea donde se ve la malla terminada, los puntales y el inicio del montaje de los elementos de la cubierta.
Figure 58. Aerial shot showing the finished mesh, the struts and the first stages of the erection of the roof elements.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

corner areas (Figure 56), and then completing mesh of said cantilevers (Figure 57). Then the mesh was placed in the whole central area and then the roof was finally installed (Figure 58).

The shoring of the roof was removed during this last stage. Hydraulic jacks were installed under the horizontal bracing elements of the legs of each tower. Once the loads were transferred to the jacks, the legs of the towers were cut the length of the projected theoretical reduction (15 cm) plus an additional amount as a safeguard. Once the cut was complete, the jacks were unloaded and were then completely removed when they reached the bottom of their travel.

5. SIDE ENCLOSURE OF THE VELODROME

Once the work was completed, the sports delegation in charge of the management of the facilities contemplated the possibility of transforming the covered area into a sports stadium. This would make it necessary to extend the facilities of the velodrome and, above all, to install a side enclosure to control the indoor atmosphere.

The authors suggested a transparent enclosure attached to cables that could perform its assigned function without giving the impression of a continuous support of the box beam, because this would run against the innovative spirit of the project of supporting the roof only at four points [11].

REFERENCES

[1] Escrig, F; Sánchez, J.: "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velodromo de Dos Hermanas. Sevilla" STAR BOOKS, Sevilla 2003, ISBN 84-88988- 49-4, 130 pp (L).

[2] Ishii, K.: "Membrane Structures in the World" Shinkemchiku-sha Publishing Company, Tokyo, 1999.

[3] Escrig, F. Sánchez, J.: "Great Space Curved Structures with rigid joints", Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, Nagoya, 2000.

[4] Escrig,F.; Sánchez, J. Pérez Valcarce, J.: "The Roman Oval", Fifth International Conference on Space Structures, Univ of Surrey, UK, Thomas Telford, 2002.

[5] Escrig, F.; Sánchez, J.: "Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures 'Great Space Curved Structures with Rigid Joints', Coords./ Eds.: H.KUNIEDA. TP130, 10 Páginas. IASS EN FORMATO CD. 2001

[6] ESCRIG, F.: "Pandeo de Estructuras". Publicaciones de la Universidad de Sevilla 1985 ISBN, 84-7405-308-0 (L).

[7] Meseguer, J.; Pindado, S.; Sanz, A. y Perales, J. M.: "Medida de las cargas de viento sobre la cubierta". Apéndice 1 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 103-114. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[8] SAP2000, "Integrated Software for Structural Analysis and Design", Computer and Structures Inc., Berkeley.

[9] Vázquez, E. y Compan, V.: "Ensayo en modelo reducido". Apéndice 2 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 115-118. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[10] ANSYS, "General-Purpose Finite Element Analysis Software", ANSYS, Inc.

[11] Escrig, F. y Sánchez, J.: "La construcción del velódromo de Dos Hermanas, Sevilla (España). Informes de la Construcción, Vol. 59, nº 508, pgs. 5-27, octubre-diciembre 2007.

[3] Escrig, F. Sánchez, J.: "Great Space Curved Structures with rigid joints", Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, Nagoya, 2000.

[4] Escrig,F.; Sánchez, J. Pérez Valcarce, J. : "The Roman Oval", Fifth International Conference on Space Structures, Univ of Surrey, UK, Thomas Telford, 2002.

[5] Escrig, F.; Sánchez, J.: "Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures 'Great Space Curved Structures with Rigid Joints', Coords./ Eds.: H.KUNIEDA. TP130, 10 Páginas. IASS EN FORMATO CD. 2001

[6] ESCRIG, F.: "Pandeo de Estructuras". Publicaciones de la Universidad de Sevilla 1985 ISBN, 84-7405-308-0 (L).

[7] Meseguer, J.; Pindado, S.; Sanz, A. y Perales, J. M.: "Medida de las cargas de viento sobre la cubierta". Apéndice 1 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 103-114. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[8] SAP2000, "Integrated Software for Structural Analysis and Design", Computer and Structures Inc., Berkeley.

[9] Vázquez, E. y Compan, V.: "Ensayo en modelo reducido". Apéndice 2 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 115-118. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[10] ANSYS, "General-Purpose Finite Element Analysis Software", ANSYS, Inc.

[11] Escrig, F. y Sánchez, J.: "La construcción del velódromo de Dos Hermanas, Sevilla (España). Informes de la Construcción, Vol. 59, nº 508, pgs. 5-27, octubre-diciembre 2007.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Introducción al proyecto del puente de Messina

Introduction to the project of the Messina Bridge

Rafael Pérez Valencia
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Coordinador General para el Proyecto Definitivo del Puente de Messina
Ingeniero de Proyectos Pficina Técnica Central de SACYR SAU

RESUMEN

A finales del año 2005 el consorcio del que forma parte Sacyr presentó la mejor oferta técnica y económica para construir el puente sobre el Estrecho de Messina (Italia). El presupuesto de licitación fue de 4.400 millones de euros. El presente artículo describe las diferentes fases de desarrollo de este gigantesco proyecto. En primer lugar se analiza el porqué de una solución de puente colgante frente al túnel subterráneo y túnel flotante. Posteriormente se centra en los estudios de las diferentes alternativas que esta solución podría presentar (ubicación, nº de vanos...). Finalmente se describe de forma breve el proyecto adjudicado, comentando especialmente aquellas mejoras propuestas por los adjudicatarios en el concurso.

SUMMARY

At the end of 2005, the joint venture from which Sacyr is partner presented the best technical and economical offer for the construction of the Messina Bridge (Italy). The tender budget was 4.400 millions of euros. This paper describes the different stages of development of this huge project. First of all, the reasons to select a suspension bridge instead of a deep tunnel or a float one are analysed. After that, the different possibilities for the bridge solution are commented (place, number of spans…). Finally, the tender project is described briefly, with special focus on the improvements presented in this phase for the Sacyr's group.

1. INTRODUCCIÓN

El 12 de octubre de 2005, el consejo de administración del consorcio público italiano Estrecho de Messina procedió a abrir las ofertas económicas y a hacer pública la puntuación de las ofertas técnicas en el concurso para construir el puente sobre el Estrecho de Messina. El consorcio del que forma parte Sacyr con un 18,7% –compuesto además por las empresas italianas Impregilo (45%), Condotte (15%), CMC (13%) y ACI (2%) y por la japonesa IHI (6,3%)– presentó la mejor oferta técnica y económica (98 puntos frente a 52,5) para construir el puente sobre el Estrecho de Messina (Italia) por un importe de 3.880 millones de euros. El presupuesto de licitación fue de 4.400 millones de euros.

El puente sobre el Estrecho de Messina unirá la región de Reggio Calabria al sur de la Península Itálica con la isla de Sicilia. Es el mayor proyecto de obra civil en marcha en Europa (actualmente en stand-by) y tiene el mayor vano del mundo en un puente (3.300 metros), además de un total de 20 km de carretera y otros 20 km de ferrocarril en los accesos al puente. El proyecto consta de dos calzadas de autopista con tres carriles por sentido, una doble vía de ferrocarril y carriles de emergencia con una capacidad de tráfico de 6.000 vehículos a la hora y 200 trenes al día. En la actualidad, el récord del mundo de longitud de vano lo ostenta el puente del estrecho de Akashi, en Japón, con 1.991 metros.

2. HISTORIA DEL PROYECTO

Para el proyecto de la conexión estable entre Sicilia y la Italia peninsular se conocen propuestas incluso desde el año 800 d.C. Es en los últimos 40 años cuando se ha intensificado el desarrollo del mismo, estudiando distintas alternativas y soluciones. En él han participado una innumerable cantidad de técnicos y entidades de prestigio internacional.

Los principales hitos del proyecto pueden resumirse en los siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

– 1968. El A.N.A.S. (*Azienda Nazionale Autonoma delle Strade Statali*) convoca el primer concurso internacional de ideas para la realización de una conexión estable de carretera y ferrocarril entre Sicilia y el Continente.

– 1981. Se constituye la *Societá Stretto di Messina S.p.a.* (SSM)

– 1986. SSM presenta a los organismos públicos involucrados –ANAS y *Ferrovie dello Stato*, (FS)– un estudio de factibilidad sobre diversas tipologías para el cruce (túnel, túnel flotante o puente).

– 1988-1997. ANAS, FS y el *Consiglio Superiore dei Lavori Publici* (CSLP) emiten conclusiones favorables a la solución de puente colgante de un vano. La SSM elabora en estos años el *Progetto di Massima* que es presentado ante los organismos oficiales a finales de 1992. Tras los informes por parte del ANAS y de la FS sobre el *Progetto di Massima*, en Octubre de 1997 la Asamblea del CSLP acepta unánimemente el proyecto como idóneo para ser desarrollado en un *Progetto Definitivo*.

– 1998-2002. Análisis de viabilidad técnica y económica por parte del *Comitato Interministeriale Programmazione Economica* (C.I.P.E), apoyado en los informes externos de Steinman Int. – Parson Group y de PricewaterhouseCoopers. Tras los informes favorables el C.I.P.E. solicita la realización de un *Progetto Preliminare* teniendo en cuenta los diferentes informes realizados en estos años.

– 2003. El C.I.P.E. aprueba el *Progetto Preliminare* del puente y sus accesos.

– 2004. Se publica el concurso para pre-calificación el General Contractor (GC) que será el encargado de la realización del *Progetto Definitivo* y la posterior ejecución de la obra. Dicha pre-calificación concluye con la invitación de la SSM a concurso a tres UTE´s:

- Impregilo, Vinci, Sacyr, Condotte, CMC, IHI y ACI
- Astaldi, Necso, Ferrovial, Nippon Steel, Maire Enginneering, Pizzarotti, CCC, Grandi Lavori Fincosit, Ghella y Vianini
- Strabag, Bouygues, Dragados, Cleveland Bridge, Risalto y Baldassini Tognozzi

– 2005. El consorcio encabezado por Impregilo, y del que Sacyr forma parte, resulta adjudicatario del concurso para el GC. Por otro lado, la sociedad Parsons Transportation Group resulta adjudicatario del concurso de servicios de *Project Management Consulting* (PMC).

– 2006. Se adjudica la actividad de *Monitorización Ambiental* (MA) a la UTE liderada por Fenice Spa. Se firman los contratos con los adjudicatarios de los concursos de GC, PMC y MA.

3. ESTUDIO DE VIABILIDAD DE 1986 (PROGETTO DI FATTIBILITÁ)

En el Estudio de Viabilidad de 1986 se estudiaron tres grupos de soluciones distintas para resolver la conexión de Sicilia al Continente, de las que podemos resumir las siguientes conclusiones:

3.1. Túnel subálveo

A diferencia de otras situaciones geomorfológicas favorables, donde a poca profundidad del fondo marino existen formaciones impermeables que permiten la realización de la obra en buenas condiciones de seguridad y plazo, en el Estrecho de Messina la formación geológica relativamente reciente, la existencia de muchas fallas (alguna activa) y la presencia de rocas bastante permeables dificulta enormemente esta solución. Las rocas impermeables se encuentran a unos 250 m bajo el nivel del mar, y además no cubren todo el cruce. Descender a dicha profundidad comporta, además de unas elevadísimas presiones hidrostáticas, una desproporcionada longitud de las rampas de acceso (en helicoide), llegando al absurdo de tener que realizar un túnel (ver Figuras 1a y 1b) de cerca de 47 km para atravesar un estrecho de sólo 4 km.

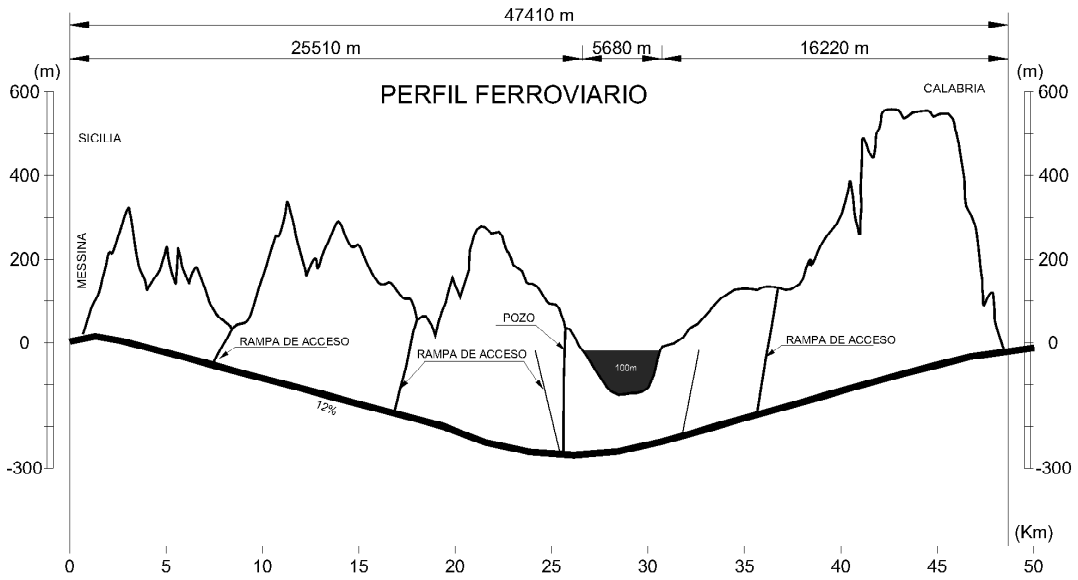


Figura 1 a

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

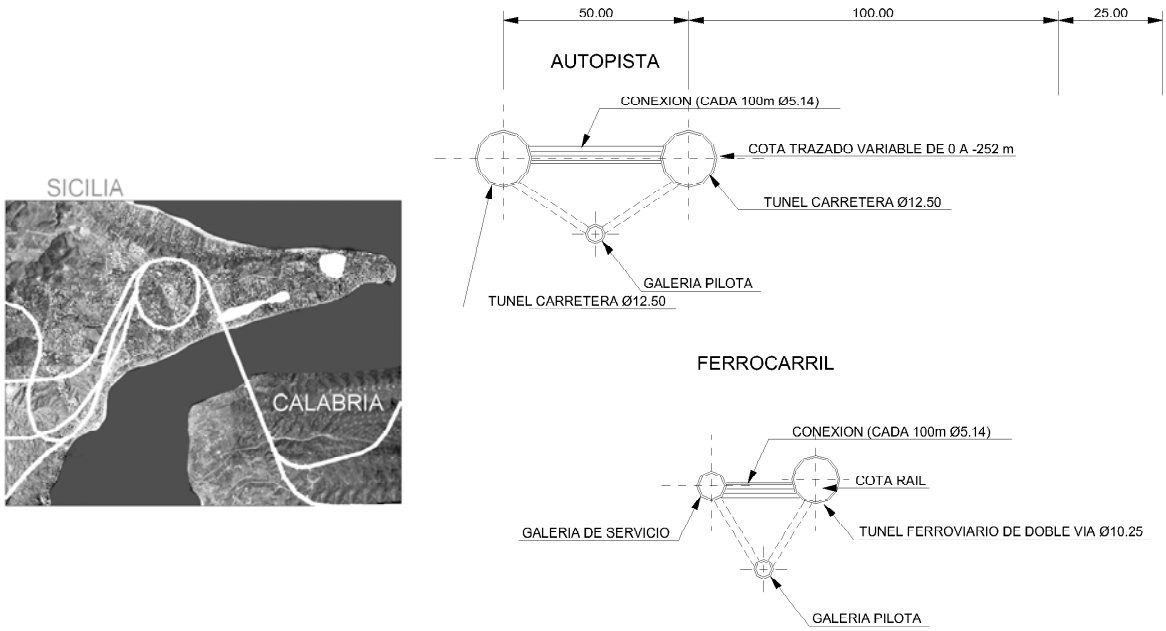


Figura 1b

La principal ventaja de esta solución radica en la escasísima influencia que tendría sobre el ambiente marino y costero.

Como inconvenientes se pueden señalar los siguientes:

– Solución técnica: el túnel subálveo resulta vulnerable a las acciones sísmicas, y en particular a las fallas activas en la zona.

– Explotación y servicio: la notable profundidad a la que discurriría supone unas elevadas pendientes de las rampas de acceso, y su gran longitud ocasionaría notables problemas con las instalaciones y elevados costes de mantenimiento. Por otro lado, hay que tener en cuenta el reflejo negativo de carácter psicológico que supone un túnel tan largo en los usuarios, además de los problemas de seguridad que puedan ocasionarse.

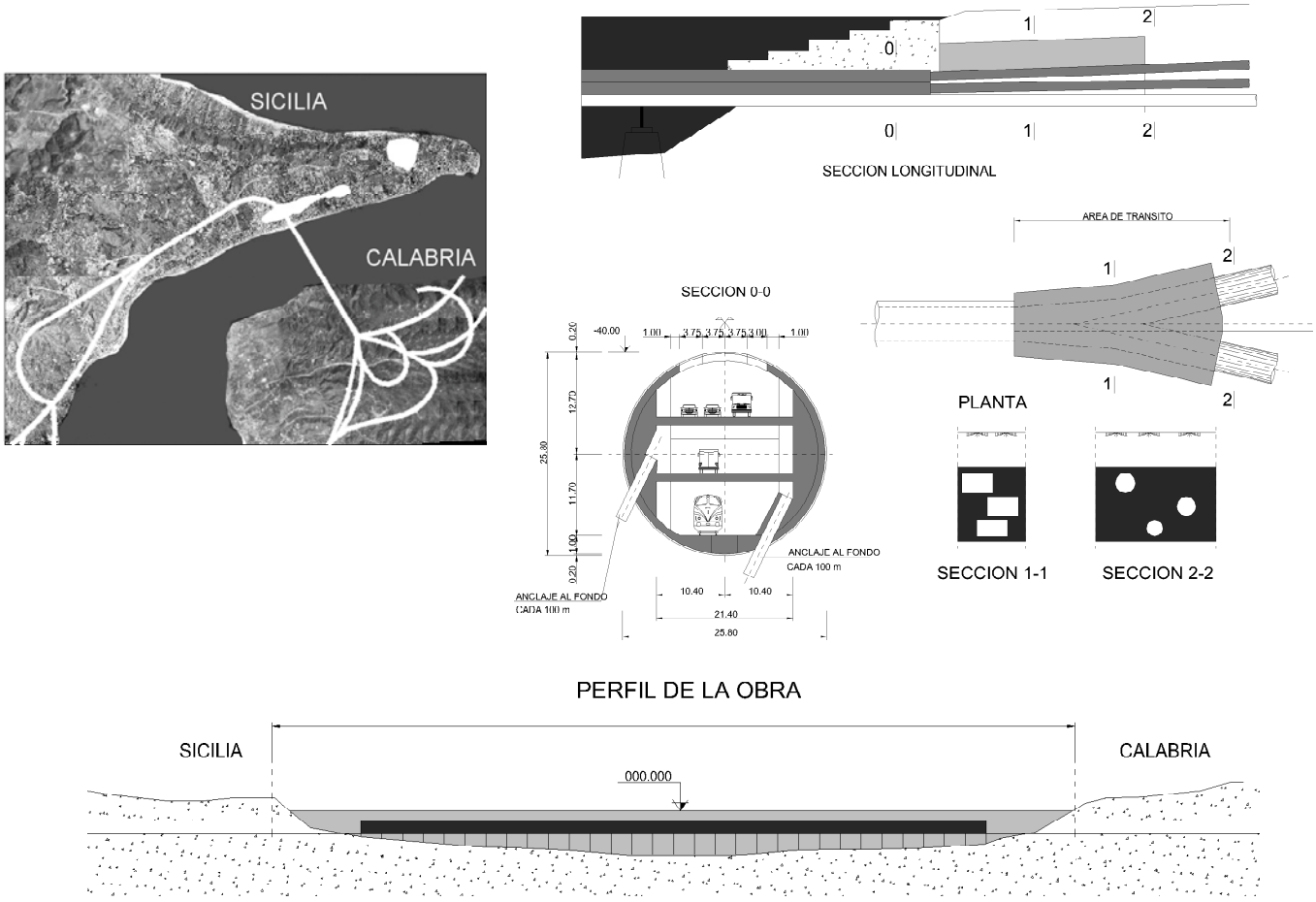


Figura 2a

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

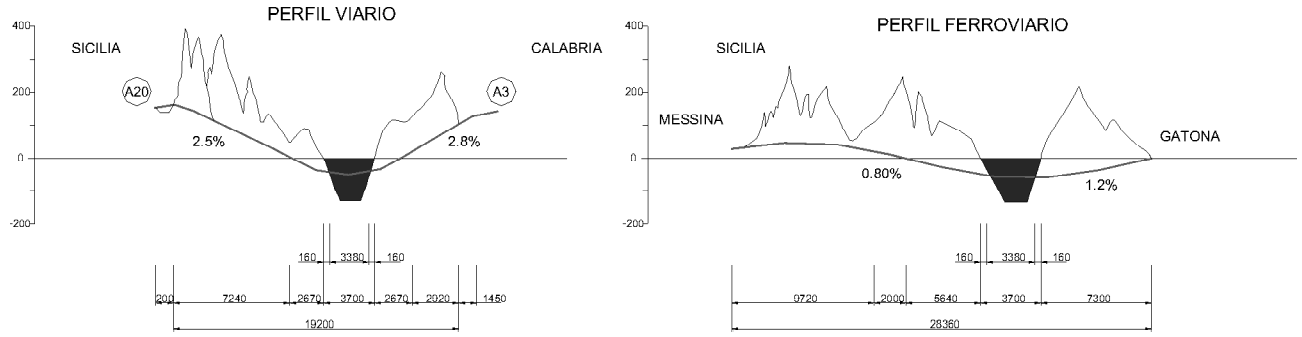


Figura 2d

– Economía: La longitud de los accesos, la profundidad a conseguir, la complejidad de las instalaciones necesarias y la imposibilidad de realizar un previsión suficientemente segura de la complejidad de la ejecución, hacen que el coste de la solución sea netamente superior al de las otras soluciones.

El CSLP afirma posteriormente que se excluye esta solución por motivos de no viabilidad, no tanto en sentido estrictamente técnico, sino por motivos de procedimiento constructivo, explotación, mantenimiento y seguridad.

3.2. Túnel álveo o túnel flotante

Esta solución se basa en el principio de Arquímedes, tiene como arquetipo de esta familia de "Puentes-Tubo" la solución presentada por el grupo Alan Grant en el concurso de ideas de 1969. En este estudio de viabilidad (1986) se puso especial énfasis en el desarrollo de esta solución, intentando optimizar su coste y minimizar los inconvenientes.

Esta solución presentaba las siguientes ventajas:

– necesitar un desarrollo modesto de los accesos respecto a la de túnel subálveo

– no influye en el paisaje

– no está estrictamente condicionada (dentro de ciertos límites) por la ubicación del cruce, ni su longitud o profundidad marina

Sin embargo, comportaba los siguientes inconvenientes:

– incertidumbre sobre los parámetros proyectuales

– incógnitas sobre la técnica constructiva

– problemas en explotación derivados de la funcionalidad, de la durabilidad y del riesgo de eventos excepcionales

– efecto sobre el ambiente submarino y las corrientes (incluso sobre el litoral)

– notable sensibilidad a las acciones marinas y vulnerabilidad frente a acciones de sabotaje o terrorismo

Esta solución tiene un coste y un tiempo de ejecución previstos muy elevados y extremadamente aleatorios ante la falta de alguna experiencia previa de este tipo de construcción.

3.3. Puente colgante

En el momento de la realización del estudio de viabilidad, el puente colgante más largo del mundo era el Humber (1981). En ese momento ya se sabía que eran posibles desarrollos significativos en la técnica de los puentes colgantes para alcanzar luces mayores. Esto es hoy día un hecho, con puentes como el Great Belt en Dinamarca (1614 m) o el Akashi en Japón (1991 m).

SSM ya propone en este estudio la solución de puente colgante de un solo vano (ver Figura 3a).

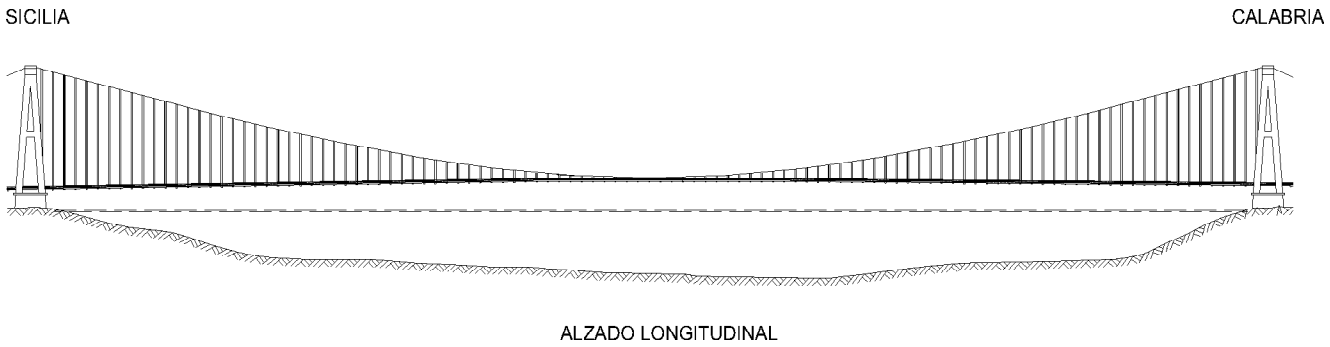
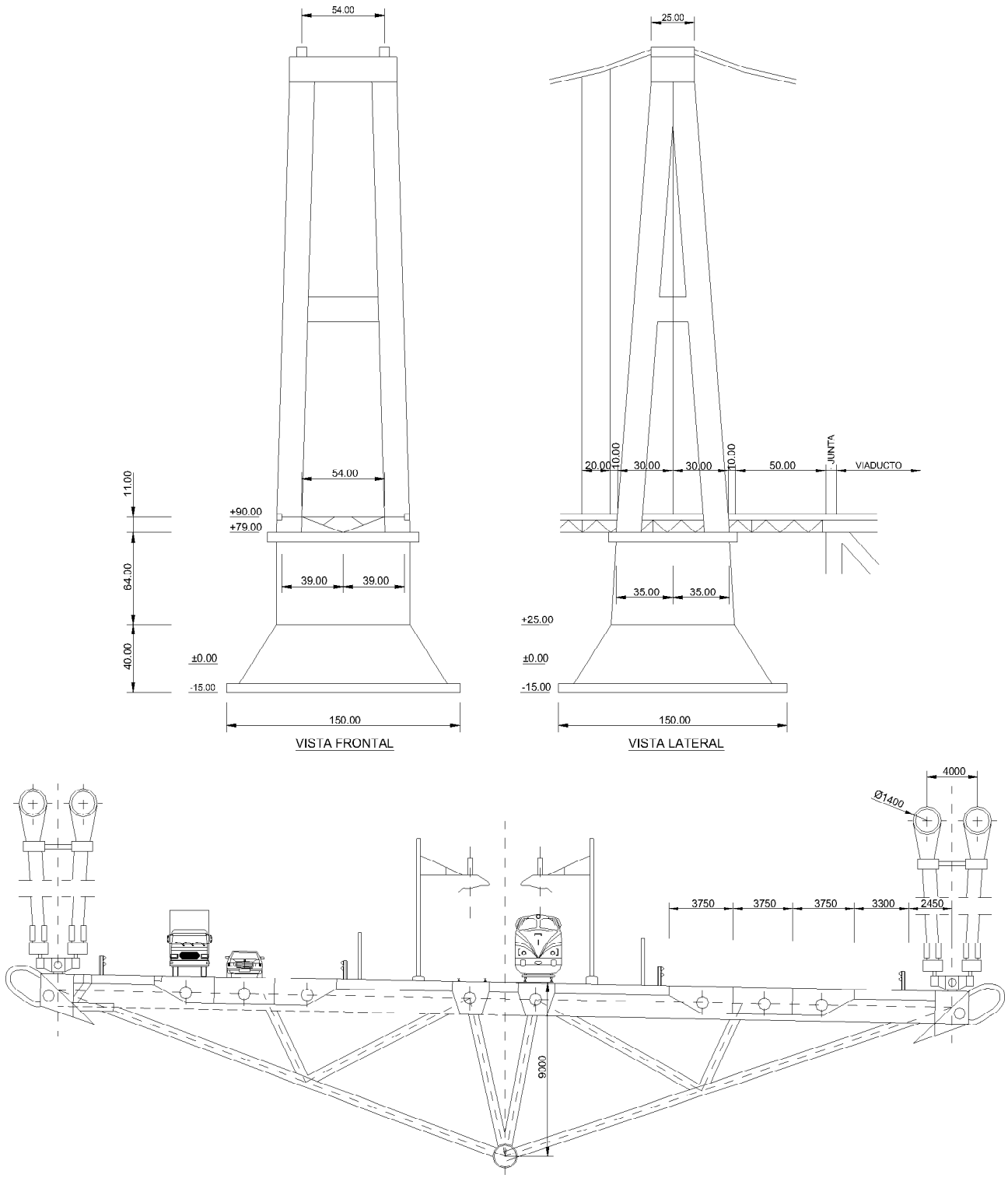


Figura 3a

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Figuras 3b

El tablero tiene 54 m de ancho, y lleva en el mismo plano las calzadas de la autopista y las dos líneas ferroviarias, con dos carriles de servicio. El tablero es metálico y su peso por metro lineal es de unas 38 tn, y lleva péndolas cada 20 m. Las torres están formadas por una base de hormigón con forma piramidal hasta la cota 79 s.n.m., y una segunda parte de acero que llegan hasta la cota 400 s.n.m (ver figura 3b).

La solución aérea de puente colgante se presenta como la más tradicional, a pesar de la luz en caso de vano único. Las principales ventajas que se enumeran en el estudio son las siguientes:

– Abundante experiencia constructiva y de gestión, y por tanto la metodología proyectual y de ejecución son bien conocidas y experimentadas.

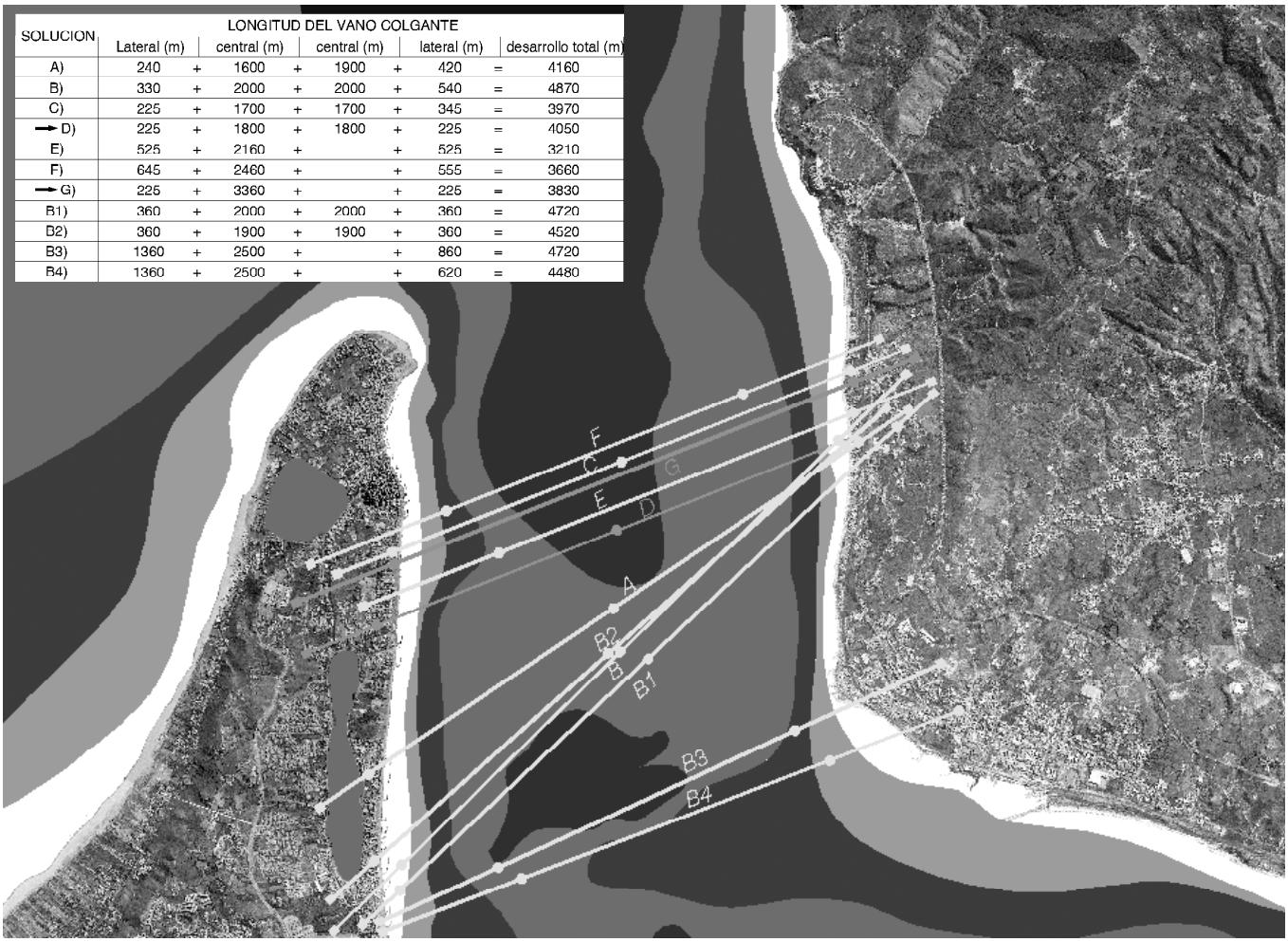
– Es la solución menos vulnerable al sismo

– No afecta al delicado ambiente marino ni al tráfico marítimo

– Presenta el máximo grado de seguridad y confort para el usuario.

– Es la menos vulnerable frente a sabotaje o terrorismo

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



SOLUCION	LONGITUD DEL VANO COLGANTE								
	Lateral (m)		central (m)		central (m)		lateral (m)		desarrollo total (m)
A)	240	+	1600	+	1900	+	420	=	4160
B)	330	+	2000	+	2000	+	540	=	4870
C)	225	+	1700	+	1700	+	345	=	3970
→ D)	225	+	1800	+	1800	+	225	=	4050
E)	525	+	2160	+		+	525	=	3210
F)	645	+	2460	+		+	555	=	3660
→ G)	225	+	3360	+		+	225	=	3830
B1)	360	+	2000	+	2000	+	360	=	4720
B2)	360	+	1900	+	1900	+	360	=	4520
B3)	1360	+	2500	+		+	860	=	4720
B4)	1360	+	2500	+		+	620	=	4480

Figura 4.

– Simplicidad de mantenimiento y explotación. Una sola plataforma permite cualquier exigencia previsible del tráfico, incluso en condiciones de trabajos de mantenimiento o incidentes del tráfico.

– El tiempo de construcción es menor que el de las otras soluciones y el de explotación mayor, además de que se puede hacer una previsión más cierta.

– Se evitan los efectos psicológicamente negativos de las otras soluciones

Los principales inconvenientes de esta solución pueden resumirse en:

– Relativa sensibilidad a los agentes atmosféricos

– Influencia sobre la navegación durante la fase constructiva

– Rigidez en la localización (mínima distancia Sicilia-Península)

– Riesgo de impacto de aviones

– Ocupación de zonas particularmente difíciles para los accesos

En general, se afirma que esta solución tiene el balance beneficio/coste más alto de las tres soluciones, y se decide profundizar en su desarrollo en un P*rogetto di Massima.*

4. PROGETTO DI MASSIMA (1990 – 1992)

Antes de decidirse por la opción de un solo vano, con una luz que supone record mundial, se estudió también la solución de un puente colgante con luces más modestas, bien sea con dos pilas en el agua a poca profundidad o con una pila central en aguas más profundas (150 m). A nivel de proyecto básico se desarrollaron dos soluciones, una con vano único y otra con dos vanos.

4.1. Estudio del emplazamiento

La zona del Estrecho de Messina es un área fuertemente urbanizada y no tiene un medio físico favorable, por lo que no queda margen alguno para la localización del viaducto según las necesidades de optimización estructural (ver Figura 4).

Las soluciones A y B interfieren con el pantano Grande y el centro histórico de Ganzirri.

Las soluciones B1 a B4 son interesantes desde el punto de vista de poder realizar pilas en aguas de profundidad accesible. Se han encontrado de todos modos elementos desfavorables, sobre todo en lo referente a la seguridad y la viabilidad constructiva, ligados a la naturaleza del fondo marino, la presencia de fallas activas y la altura de las olas, además de los peligros para la navegación. En comparación a otras estructu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ras similares (Akashi), en el caso de Messina los fondos marinos tienen bastante pendiente cerca de las orillas y, por otro lado, una profundidad notable en el centro.

Así, la búsqueda del eje óptimo para el puente debe encontrarse entre la franja de 800 m entre los pantanos Grande y Pequeño de Sicilia y entre el *Pezzo Inferiore* y la Iglesia de porto Salvo en Calabria (soluciones C, D, E y F).

Las soluciones adoptadas por todo lo expuesto son la "G" para un solo vano y la "D" para dos vanos.

4.2. Análisis de la solución de dos vanos centrales

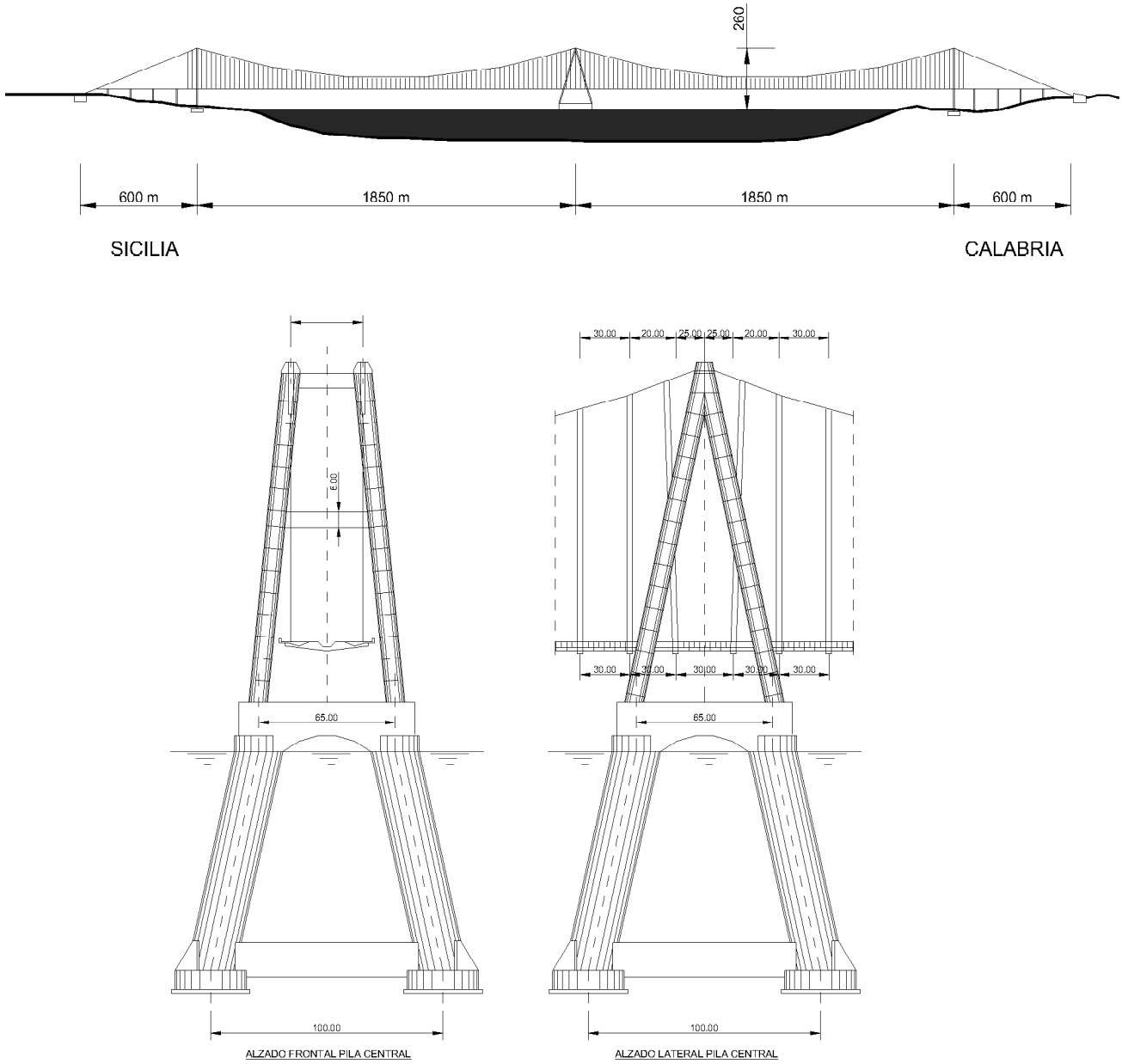
El principal problema de esta solución consiste en la realización de la pila central, especialmente su cimentación. Su posición interfiere menos el tráfico marítimo en sentido longitudinal y el fondo marino no tiene prácticamente pendiente respecto a las dos pilas en el agua de otras soluciones.

Sin embargo, todavía quedan las siguientes cuestiones por resolver:

- Profundidad del fondo marino: 154 m
- Corrientes marinas de elevada velocidad y dirección variable
- Morfología del fondo marino fuertemente accidentada
- Fondo rocoso de poco espesor con estrato inferior de arena suelta fuertemente erosionable
- Levantamiento en caso de sismo

Todos estos problemas no han sido resueltos de forma convincente (ver Figuras 5a, y 5b).

La solución de dos vanos con una pila intermedia ha sido definitivamente excluida a la luz de varias consideraciones:



Figuras 5a

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

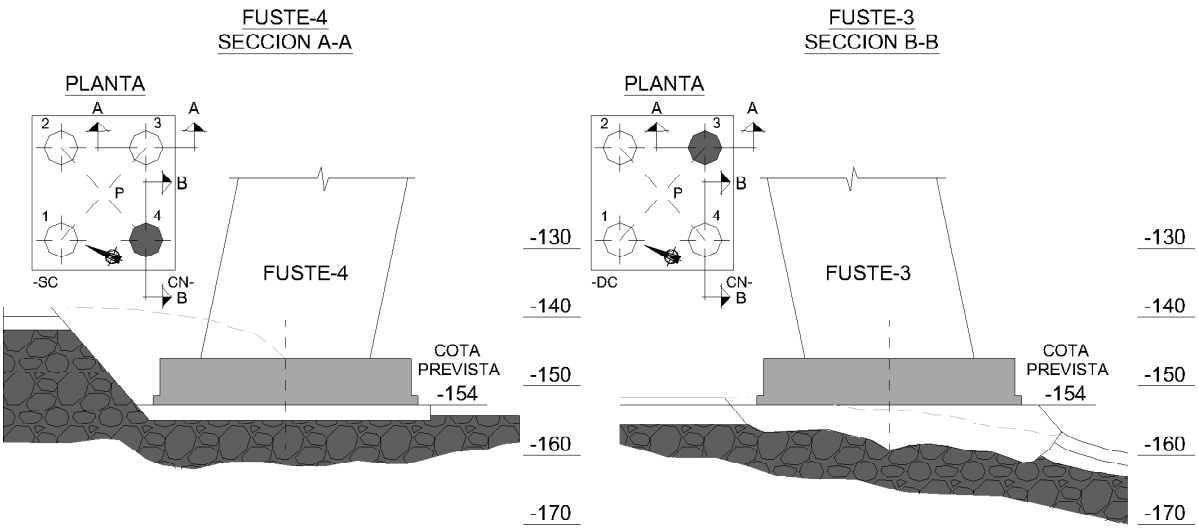


Figura 5b

– Total ausencia de experiencia respecto al mantenimiento de puentes en el mar con esta profundidad y condiciones así de severas

– Ausencia de ventajas sustanciales y determinantes en términos estructurales o en términos de coste de realización

– Grave impacto sobre el ambiente marino y la navegación

4.3. Progetto di Massima

Se opta finalmente por desarrollar el *Progetto di Massima* con la solución de puente colgante de un solo vano. Decidido el emplazamiento, las prestaciones y los requisitos básicos, los objetivos de la optimización proyectual eran gobernados principalmente por los siguientes aspectos:

– Posicionamiento de las cimentaciones de las torres y los bloques de anclaje de los cables en tierra firme

– Luz central del orden de los 3.300 m

– Viento de proyecto, acción sísmica, sobrecargas, características de seguridad y servicio, etc. definidas en las especificaciones

– Funcionalidad, inspección y mantenimiento

– Técnicas constructivas y uso de materiales ya contrastados

– Minimización del tiempo y coste de construcción

– Calidad formal e integración ambiental de la obra

Así, en el proceso de desarrollo y optimización progresiva de la solución se han obtenido reducciones sustanciales de las cantidades de acero y hormigón en la estructura principal, manteniendo siempre el nivel de seguridad y fiabilidad de la obra.

En la Figuras 6 puede observarse este proceso de optimización

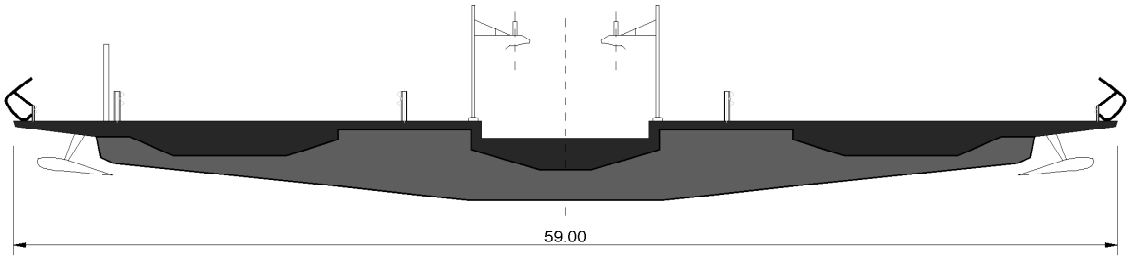
5. FASE DE CONCURSO (PROGETTO DI GARA)

Después de la realización del Progetto di Massima, se suceden diferentes informes de los organismos involucrados (ANAS y FS) que se completan con estudios de viabilidad técnica, de valoración de los aspectos territoriales, económico-financieros, de impacto ambiental y de conformidad urbanística encargados por el CIPE.

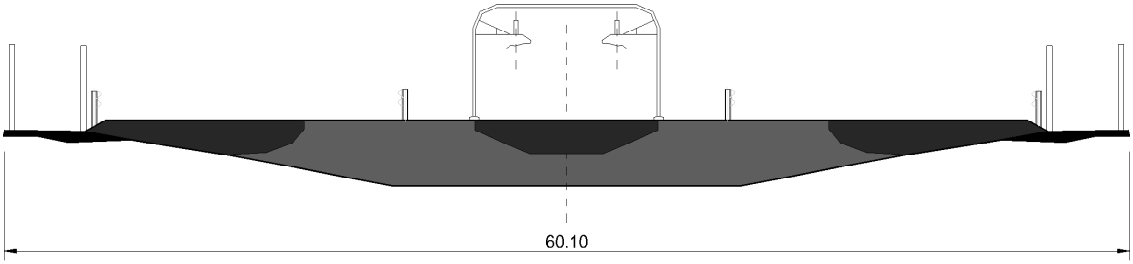
En 2003 la SSM aprueba el Progetto Preliminare (PP) que ya incluye los comentarios y/o conclusiones de los informes

Elemento		Proyecto di Fattibilitá 1986	Progetto Preliminare 1990	Progetto di Massima 1992
Tablero	tn/m acero	38	22.6	18.5
	tn acero	129.000	87.300	70.500
Torres	tn acero	220.000	169.000	108.000
Cables	tn acero	275.000	202.000	166.000
Cimentación torres	m^3 HA	700.000	300.000	159.000
Bloques de anclaje	m^3 HA	1.100.000	600.000	565.000

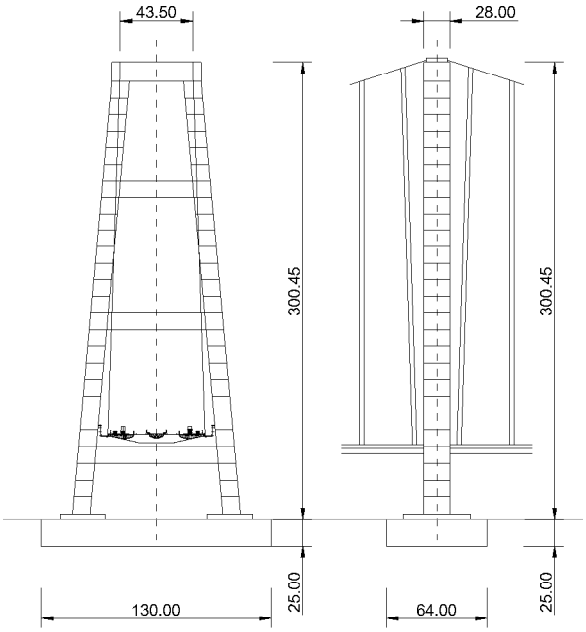
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

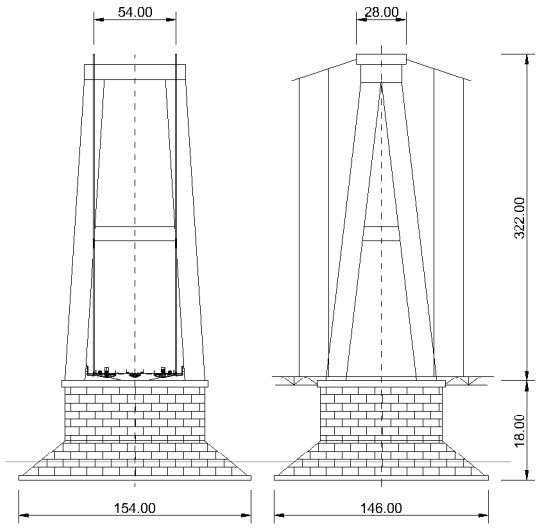


PROYECTO PRELIMINAR DE MAXIMA 1990



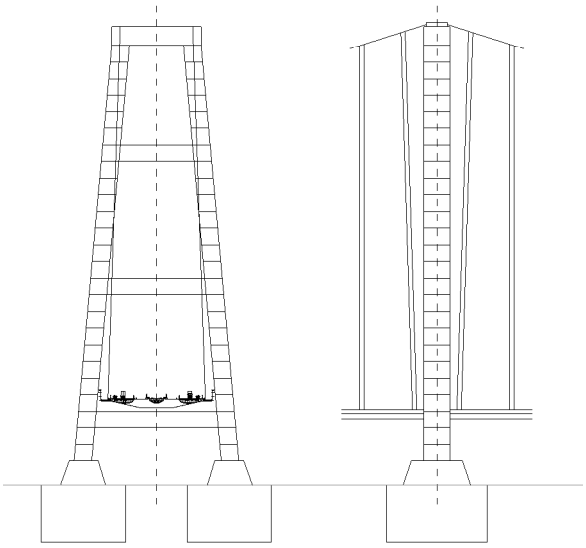
PROYECTO DE MAXINA 1992

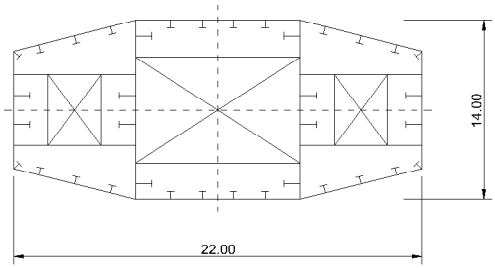




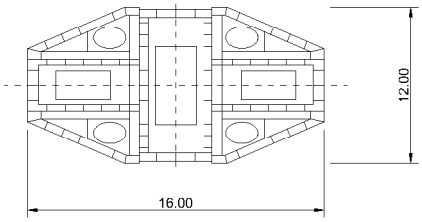
ESTUDIO DE VIABILIDAD 1986

PROYECTO PRELIMINAR 1990





MAXINA PRELIMINAR 1990



SECCION 1990 Y 1992

Figuras 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

anteriores. Este PP sirve de base para el concurso de GC, en el cual cada uno de los consorcios invitados desarrolla un Progetto di Gara (PG) optimizando y/o mejorando el PP. Estas variantes estaban sujetas a los siguientes condicionantes:

- Luz central del puente 3.300 m (localización de las torres fijada)
- Sección para autopista de 3 carriles por calzada de 3.75 m cada uno
- Sección ferroviaria para dos vías con dos aceras peatonales
- Torres en acero con cota superior máxima 382.60 m s.n.m.
- Gálibo mínimo para navegación de 65 m de alto por 600 m de ancho
- Vanos laterales del tablero modificables, pero sin variación de la posición de los bloques de anclaje (y por tanto de la longitud de los cables)
- Tablero en acero de tres cajones longitudinales independientes apoyados en travesaños, que a su vez están suspendidos de los cables mediante péndolas múltiples
- Perfil longitudinal adecuado para garantizar la máxima pendiente ferroviaria prescrita
- Metodología constructiva basada en:
  - Uso elevado de la prefabricación
  - Uso de emplazamientos de obra remotos
  - Minimización de la ocupación del terreno

Además, en las especificaciones técnicas anexas al esquema de contrato enviado junto a la invitación, se facilitan los criterios para el desarrollo del proyecto en sus diferentes ámbitos.

A continuación se describe de forma somera el proyecto del puente presentado por el consorcio en el que participa Sacyr, realizado por un equipo de ingenieros de las empresas de la UTE y por la empresa danesa COWI, que es la ingeniería contratada por el consorcio para este proyecto.

5.1. Tablero

La solución de tres cajones independientes de acero en un mismo nivel se confirma como la solución óptima para obtener adecuadas prestaciones aerodinámicas con grandes luces, en pleno acuerdo con las especificaciones del PP (Figura 7).

Se ha realizado un estudio mostrando especial atención a la configuración del intradós de los cajones (de superficie curva o plana). Se concluye que el intradós curvo de los cajones laterales es óptimo y dado el pequeño espesor de las placas no presenta problemas importantes de fabricación. Para el cajón central o cajón ferroviario, es mejor el uso de superficies planas. Su influencia sobre la aerodinámica es modesta, pero estructuralmente hablando las chapas son de mayor espesor, y por tanto las superficies planas facilitan la fabricación y el montaje del cajón.

Se han introducido ligeras mejoras en el diseño, entre las que podemos destacar:

- Optimización de los espesores de la losa ortótropa
- Utilización de aceros de alta resistencia S420 y S460 en zonas muy solicitadas
- Amplio abanico de detalles constructivos nuevos, destinados a la mejora de la accesibilidad para inspección, a la eficacia del mantenimiento y a una elevada funcionalidad

Entre los aspectos no estructurales cabe citar los siguientes:

- Simplificación del sistema de drenaje
- Pavimento de alta tecnología de espesor medio 12 mm que incorpora una eficaz impermeabilización, garantiza

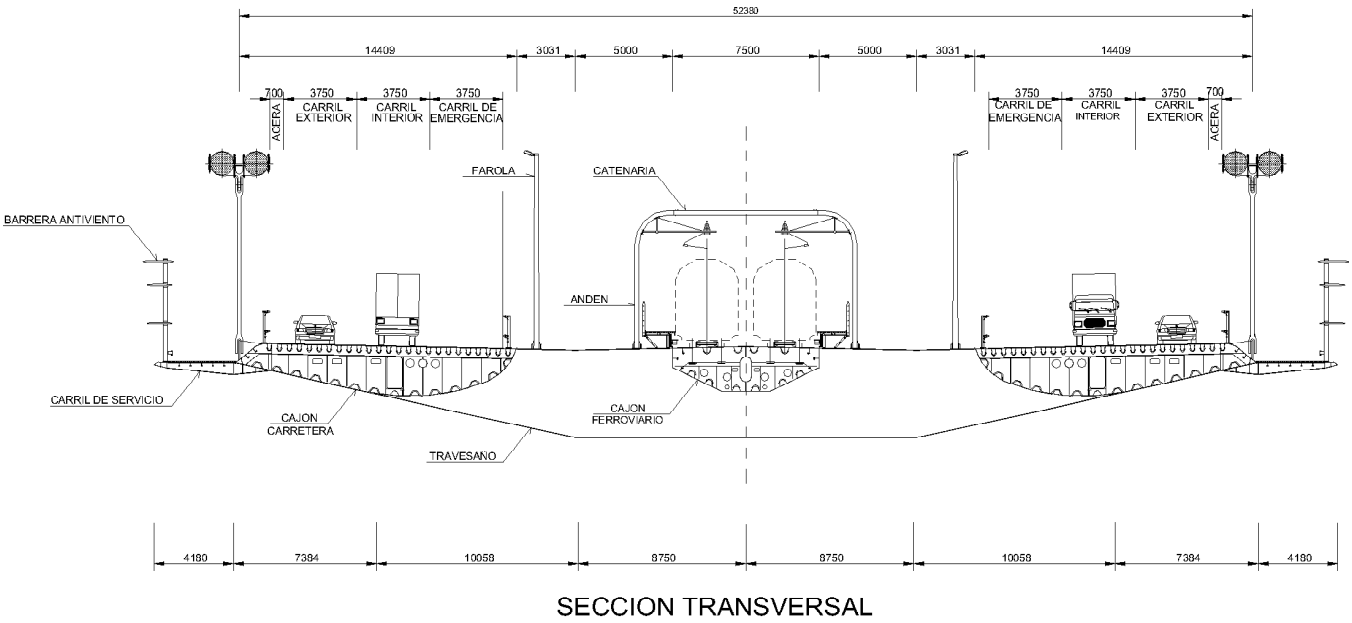


Figura 7

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

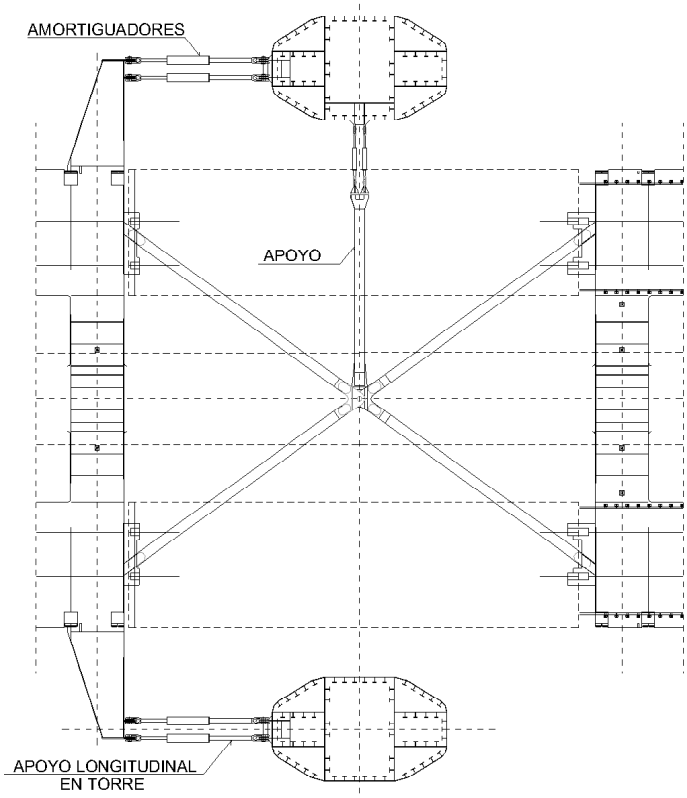


Figura 8

una elevada adherencia y un excelente comportamiento a fatiga, en particular a altas temperaturas, además de contribuir a una notable reducción de la masa no estructural.

– Barreras laterales de elevada transparencia

– Infraestructura de vía tipo "embedded" en resina elastomérica, variando la composición de acero para optimizar la fijación al tablero.

5.2. Juntas de expansión y sistema de articulación en las torres.

La obra está caracterizada por vanos laterales muy cortos respecto a la luz central. Esto conlleva un efecto desfavorable de palanca en el plano horizontal por la acción del viento transversal. Así, a un desplazamiento del tablero en el vano central corresponde otro en los vanos laterales que, sino se adoptan los procedimientos adecuados, conduce a esfuerzos y rotaciones extremadamente elevados sobre las estructuras terminales y las juntas.

Para evitar este efecto, la configuración que permite el mejor balance entre las diferentes exigencias es aquella que prevé la creación de juntas en los cajones laterales, con el cajón ferroviario continuo y un vínculo transversal entre torre y tablero (ver Figura 8).

Por otro lado, se han introducido modificaciones para limitar los movimientos longitudinales, que serían del orden de ±6.00 m en caso contrario. Mediante la introducción de amortiguadores oleodinámicos pasivos entre las torres y el tablero (ver figura 8), todas las acciones accidentales se absorben de modo progresivo, dando lugar a una amplitud de movimientos en las juntas de ±1.80 m

5.3. Sistema de suspensión

La elección fundamental introducida en el proyecto ha sido el uso para la puesta en obra de la técnica basada en la utilización de *PPWS (Prefabricated Parallel Wire Strands)*. Se disponen para cada cable 324 cordones de 127 alambres cada uno.

Mediante esta técnica constructiva se consiguen importantes ventajas frente a la prevista en el PP de *Aerial spinning:*

– Disminución del tiempo de ejecución

– Mayor uniformidad de tensiones al final del montaje

– Menor porcentaje de huecos después de la compactación

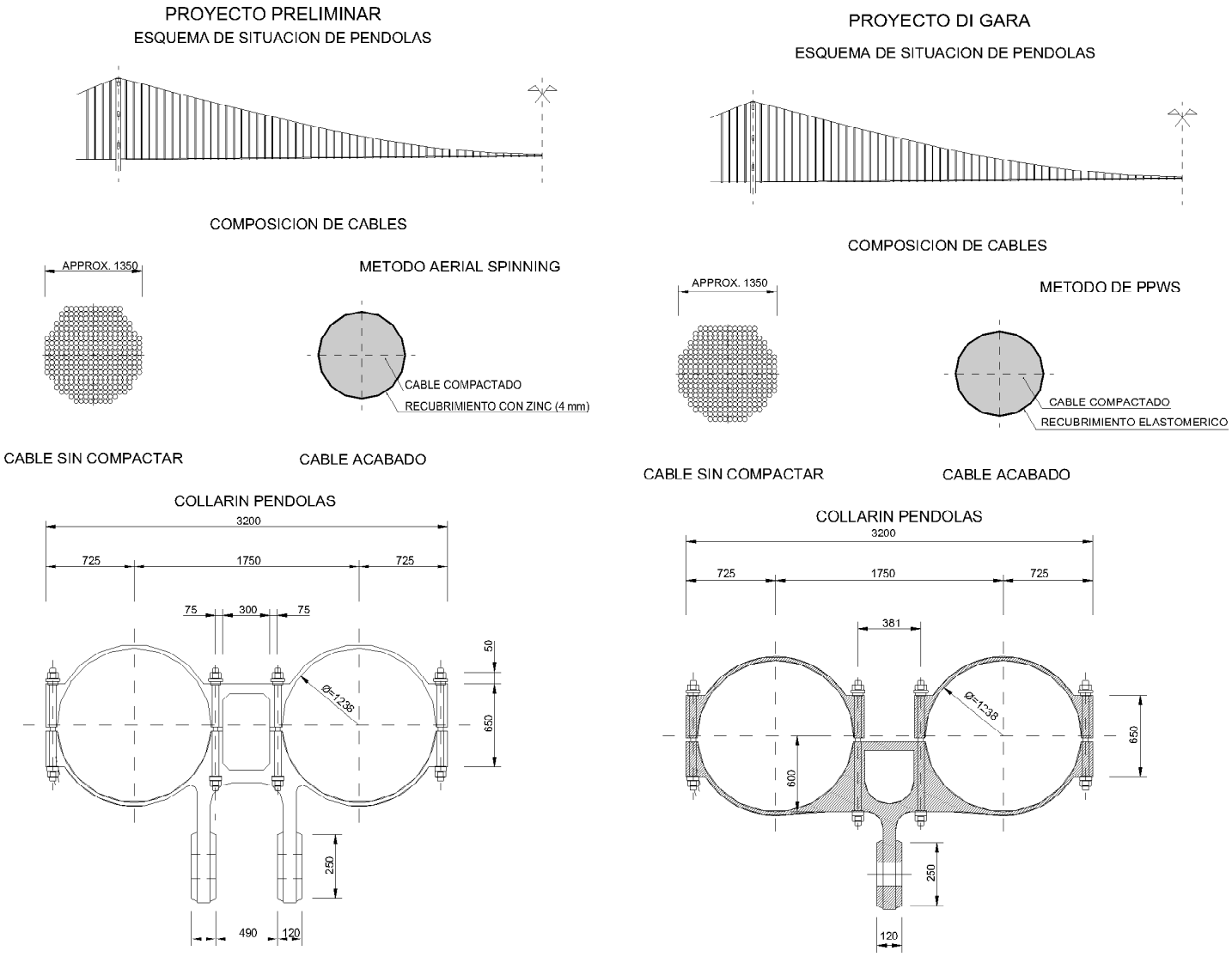
– Mejor calidad global del cable terminado

Se ha previsto además aumentar la resistencia del acero de 1770 a 1860 Mpa, reduciendo la masa global y el tiempo de puesta en obra, y mejorando el comportamiento global del sistema de suspensión y de los elementos de sostenimiento y anclaje.

Por otro lado, se ha propuesto un sistema de protección activo del cable con implantación de un sistema de dehumidificación.

Respecto a las péndolas, se propone la fabricación de los collares en tres partes, unidas luego con bulones para facilitar

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Figuras 9

el montaje (ver Figura 9). Se han adoptado cables de mayor diámetro para reducir su número, mejorando el comportamiento frente al *wake galloping* (galope de estela).

5.4. Torres

Se ha optimizado el comportamiento estructural, mejorando aspectos de mantenimiento y durabilidad, y controlando el tiempo de ejecución. Las principales medidas adoptadas son las siguientes (ver Figura 10):

- Las dimensiones externas de la sección pasan de 16x12 a 20x12, siendo constantes en toda la altura de la torre.
- Presenta un mejor comportamiento frente al desprendimiento de remolinos, al eliminar los apéndices con chapas perforadas previstas en el PP, que han sido sustituidas por amortiguadores de masa.
- Se ha utilizado principalmente acero S460ML.
- La conexión a la cimentación se realiza mediante barras verticales de alta resistencia.
- Se elimina el primer travesaño de la torre, que en el PP está situado bajo el tablero. Además se recolocan los travesaños superiores y se estilizan sus formas adoptando un canto variable, más estético.
- Se optimizan las fases constructivas de la cimentación

5.5. Bloques de anclaje

Se mantiene globalmente el diseño del PP, y se introducen diferentes optimizaciones, entre las que se pueden destacar las siguientes (ver Fogurs 11a, 11b y 11c):

- Utilización de dos clases de resistencia para el hormigón. Se propone un estrato externo de 2.00 m espesor con HA45/HA55 (de baja porosidad que mejora la durabilidad) y un núcleo interno con hormigón de menor calidad que completa la masa total necesaria en el bloque.
- Formas perimetrales que reconstruyen la configuración natural del terreno entorno al bloque.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

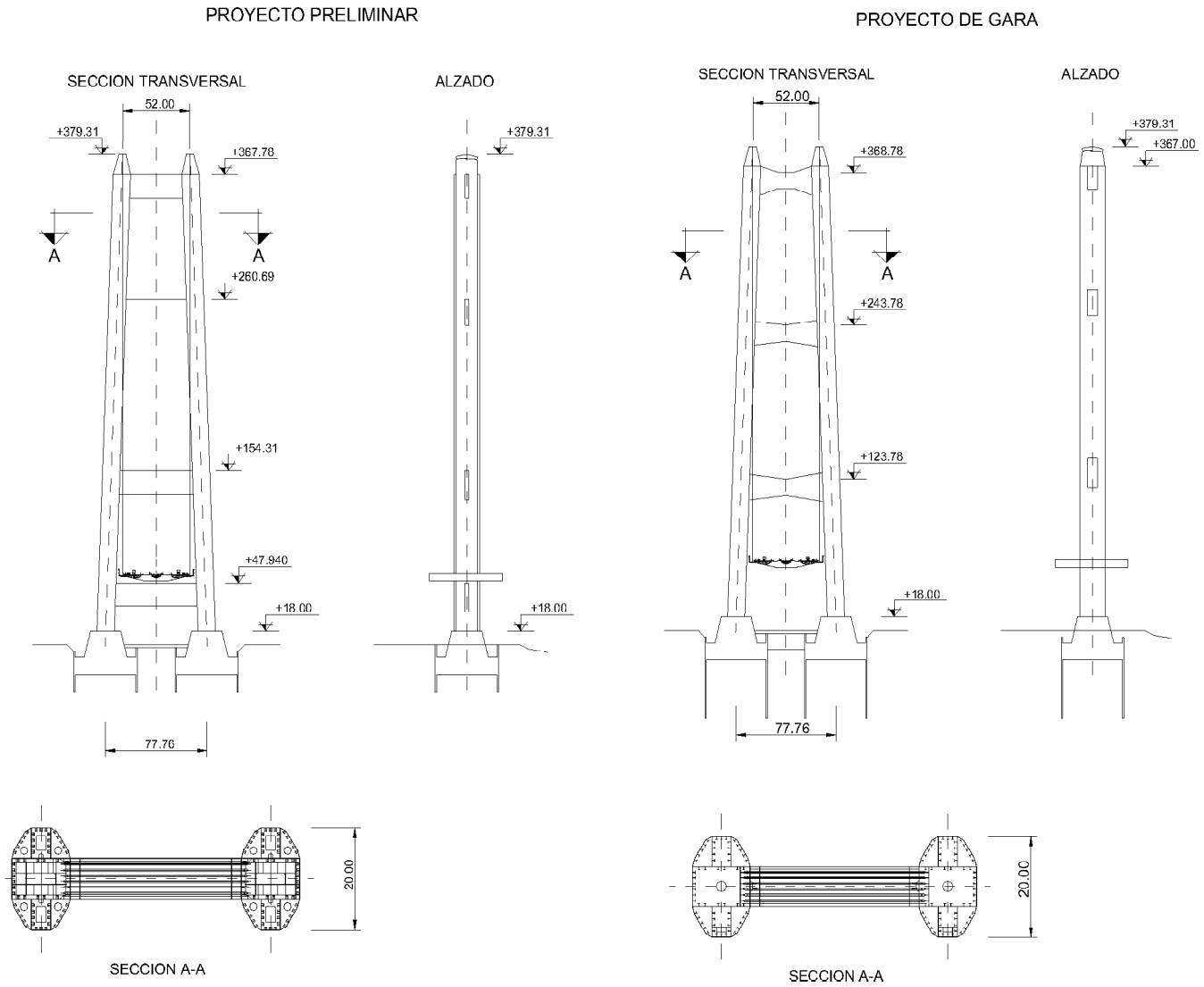


Figura 10

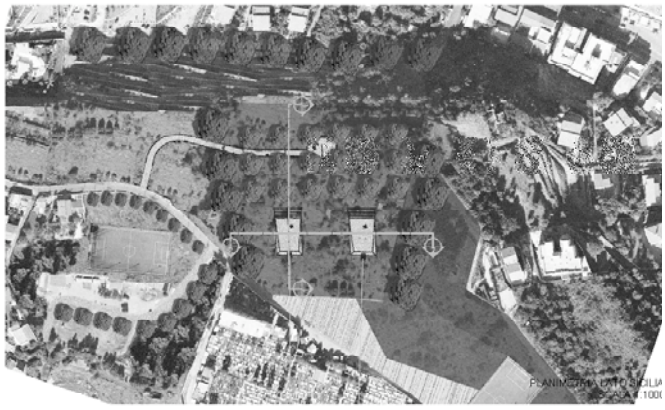


Figura 11 a

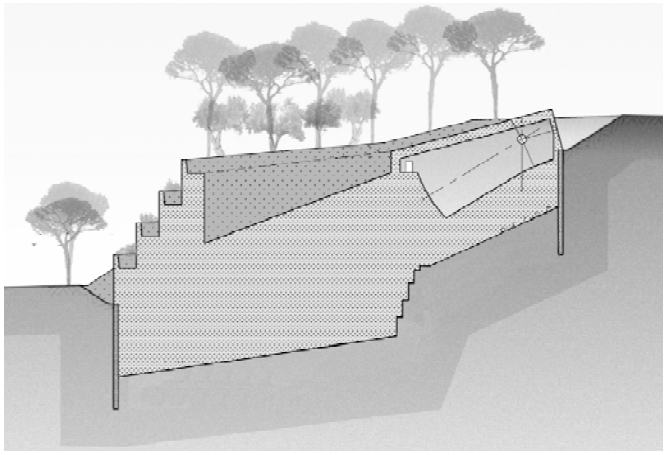


Figura 11 b

Figura 11 c

– Estudio en profundidad de la puesta en obra del hormigón garantizando el tiempo de puesta en obra y el control del calor de hidratación.

– Contención de las imponentes masas estructurales que son dominantes en la respuesta sísmica del bloque.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

6. EL PUENTE EN NÚMEROS

Diseñadores

- Más de 100 profesionales e ingenieros reconocidos internacionalmente.
- 12 institutos universitarios y científicos nacionales e internacionales.
- 39 empresas y asociaciones nacionales e internacionales.

Proyecto técnico

- 3.300 metros – longitud del vano central
- 3.666 metros – longitud total
- 60,4 metros – anchura total del tablero
- 382,60 metros – altura total de las torres
- 2 pares de cables de suspensión de 5.300 metros de longitud con un diámetro de 1,24 metros
- 41.148 alambres por cada cable
- 65 metros de gálibo vertical en un ancho de 600 m
- 12 millones € de coste de la oferta

Capacidad de la carretera y la vía férrea

- 6 carriles, 3 en cada sentido (1 rápido, 1 normal, 1 de emergencia)
- 2 vías de servicio
- 2 vías férreas
- 6.000 vehículos/hora y 200 trenes/día – capacidad teórica de tráfico

Cantidades principales del puente colgante:

- Hormigón en cimentaciones de las torres 160.000 m^3
- Hormigón de los bloques de anclaje 560.000 m^3
- Estructura metálica de las torres 108.000 t
- Cables de suspensión y péndolas 170.400 t
- Estructura metálica del tablero 66.500 t

Enlaces por carretera y vía férrea:

- 10,5 km. de las carreteras en Sicilia (con 6,9 de túneles y 1,5 de viaductos)
- 15,2 km. de vías férreas en Sicilia (con 13,8 de túneles y 0,4 de viaductos)
- 9,8 km. de carreteras en Calabria (con 6,3 de túneles y 1,0 de viaductos)
- 4,6 km. de vías férreas en Calabria (con 4,4 de túneles y 0,1 de viaductos)

Medio ambiente y análisis de costes/beneficios (respecto a proyectos previos)

- 25% menos de impacto sobre el medio ambiente y la región circundante en comparación con el proyecto propuesto en 1992.
- 21 Km. menos de túneles ferroviarios
- 2.000 metros menos de viaductos en todos los enlaces
- 12.750.000 menos de toneladas de madera – un ahorro equivalente a la energía consumida por los ferrys que cruzan el estrecho en un periodo de 30 años (consumo de energía/emisiones de gas oficialmente declarados)
- 9% - 12% Tasa Interna de Retorno

Seguridad

- Resistencia sísmica de 7,1 en la escala de Richter
- Resistencia a vientos de más de 200 Km./h, gracias a su configuración aerodinámica
- Abierto 365 días al año y 24 horas al día

Tarifas medias

- Vehículos terrestres: las tarifas son similares a las de los ferrys que cruzan el estrecho. Se han incluido todos los costes adicionales a pesar del ahorro de tiempo.
  - 5 euros para las motocicletas
  - Entre 9,50 y 16 euros para los automóviles
  - Entre 50 y 63 euros para los camiones
  - 80 euros para los autobuses y autocares
- Tráfico ferroviario: la tarifa vigente que abonan las Divisiones de Pasajeros y Mercancías de Trenitalia a RFI se ha incrementado por mejora del servicio. Cualquier coste añadido será cargado a los usuarios.

Promedio de ahorro de tiempo por trayecto:

- 2 horas en tren
- 1 hora en vehículo a motor

Plan económico-financiero

- 4.600 millones de euros de coste de las obras (valor en 2002)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

- 6.000 millones de euros de requisitos financieros totales teniendo en cuenta la inflación y la deuda financiera
- No se requiere financiación estatal o 40% de la financiación, equivalente a 2.500 millones de euros, mediante una ampliación de capital. o 60% de la financiación mediante créditos para proyectos de los mercados financieros internacionales. Estos créditos quedarán garantizados únicamente por los flujos de caja generados por la explotación del Proyecto.

Impacto socioeconómico

- Creación de 40.000 puestos de trabajo en las regiones circundantes durante los 6 años de la fase de construcción.
- 6.000 millones de euros de impacto económico durante la fase de construcción.
- En la fase de explotación, el puente actuará impulsando el desarrollo y aportando resultados extraordinariamente positivos al sistema industrial y económico del sur de Italia.

Calendario previsto (desde el inicio del Proyecto Definitivo, actualmente en stand-by)

- Seis años para la finalización de las obras
- Inauguración del puente en 2012
- 200 años de servicio

Récords:	
Record Messina	Record Actual
Longitud del vano central: 3300 m	Estrecho de Akashi (Japón): 1.991 m
Anchura total del tablero: 60,4 m	Tsing Ma (Hong Kong): 41,0 m.
Altura de las torres: 382,60 m	Estrecho de Akashi (Japón): 297 m
Sistema de suspensión: 4 cables de 1,24 m de diámetro, y 41.148 alambres en cada uno de ellos.	Estrecho de Akashi (Japón): - 2 cables de 1,12 m de diámetro y 36.830 alambres en cada uno de ellos

7. FICHA ORGANIZATIVA DEL *PROGETTO DEFINITIVO* (PD)

A continuación se resume la organización actual que desarrollará el Proyecto Definitivo:

ISOCIETÀ STRETTO DI MESSINA SPA (ORGANISMO DE DERECHO PÚBLICO)

Es la concesionaria para el estudio, el proyecto, el financiamiento, la construcción y posterior gestión del Puente sobre el Estrecho de Messina. Es responsable de todo el proceso de construcción y posterior gestión de la obra.

GENERAL CONTRACTOR

Figura a la cual la SSM confía, mediante concurso internacional previo, el proyecto definitivo, el posterior proyecto de ejecución y la construcción del puente y sus accesos, asumiendo el riesgo técnico. El GC es la UTE liderada por Impregilo Spa y los siguientes socios:

- SACYR S.A.U.
- Società Italiana Per Condotte D'Acqua Spa
- Cooperativa Muratori & Cementisti-C.M.C. di Ravenna
- Ishikawajima-Harima Heavy Industries CO Ltd. (Japón)
- A.C.I. S.c.p.a - Consorzio Stabile.

Ingenierías encargadas del proyecto:

- Cowi A/S (Dinamarca)
- Buckland & Taylor Ltd (Canadá)
- Sund & Baelt A/S (Dinamarca)

PROJECT MANAGEMENT CONSULTANT

También elegido en concurso internacional, el PMC se encarga de las actividades de control y verificación del proyecto definitivo, ejecutivo y la posterior construcción del puente y sus accesos. El PMC es Parsons Transportation Group (EE. UU.).

IMPACTO AMBIENTAL

Elegido en concurso internacional, se encarga del seguimiento del impacto ambiental, territorial y social en las diferentes fases del proyecto (antes, durante y después de la construcción). Esta labor será realizada por la UTE guiada por Fenice Spa y sus socios: • Agriconsulting S.p.A. • Eurisko NOPWorld S.r.l. • Nautilus Società Cooperativa • Theolab S.r.l.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Invierno 2008
Ciclo 56

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.

24 ENERO 12,00 h

Gerardo Marote Ramos
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TERRABAUER, S.L., MADRID

Aplicación de la tecnología de hidrofresa a grandes excavaciones urbanas. Pozos para el Metro de Barcelona

14 FEBRERO 12,00 h

Ernesto Navarrete de Cárcer
Ingeniero de Montes

Ariel Dante Espeche
Ingeniero Civil
REPARACIONES TÉCNICAS DEL HORMIGÓN, S.L. MADRID

Nuevo enfoque del refuerzo de pilares con encamisados de microhormigón de alta resistencia

28 FEBRERO 12,00 h

Manuel Olaya Adán
Dr. en Ciencias Físicas

Borja Frutos Váquez
Arquitecto
INSTITUTO EDUARDO TORROJA, CSIC, MADRID

Inmisión de Radón en edificios

13 MARZO 12,00

Peter Tanner
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Carlos Lara Sarache
Ingeniero Civil UPEV, Ucrania

Ramón Hingorani
Ingeniero Civil RWTH Aachen
INSTITUTO EDUARDO TORROJA, CSIC, MADRID

Seguridad estructural. Un asunto incierto

27 MARZO 12,00 h

Francesc Arbós Bellapart
Ingeniero industrial
BELLAPART SAU, OLOT, GIRONA

Vidrio: propiedades estructurales y aplicaciones arquitectónicas

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (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.

Seminarios **Torroja** Programación

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
C/ Serrano Galvache, 4 - 28033 Madrid
Tlf.: 91 302 04 40 - Fax: 91 302 07 00

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Construcción industrializada de centros escolares

School industrialized construction

♦
Enric Xercavins Valls
Ingeniero Consultor de Estructuras
PBX Centre de Càlcul, S.L. /ACE, Asociación Consutores Estructuras
♦
Josep Xercavins Batlló
Ingenieros Consultores de Estructuras
PBX Centre de Càlcul, S.L. /ACE, Asociación Consultores Estructuras

RESUMEN

En este artículo se pretende estudiar soluciones constructivas para dar respuesta inmediata al déficit de centros escolares, debido al rápido crecimiento de la población infantil en los ensanches urbanísticos de las ciudades, por los flujos migratorios que se producen por distintos motivos socio-económicos.

La construcción industrializada ha de edificar en plazos muy cortos de 8 a 10 meses, una arquitectura escolar de calidad, que cubra el derecho básico de escolarización, con procesos industriales sostenibles de residuos mínimos y con uniones de fácil ensamblaje en obra, que al mismo tiempo den hiperestaticidad a la estructura final.

Estudiamos la estructura de cuatro edificios escolares que representan las cuatro tipologías principales de sistemas de industrialización:

– **SIP: Sistema Industrialización Pesado,** con pórticos hormigón armado. CEIP L'Olivera en Sant Cugat del Vallés

– **SILme: Sistema Industrialización Ligero,** con módulos de estructura metálica. CEIP *Can Roca* en Terrassa.

– **SILmi: Sistema Industrialización Ligero,** con módulos integrales metálicos. CEIP *Nou* en S.Andreu de la Barca.

– **SILp: Sistema Industrialización Ligero,** con pórticos metálicos. CEIP *Guerau de Liost* en Granollers.

Finalmente se concluye con los criterios básicos para decidir en cada caso el sistema de industrialización óptimo, función de los factores que rodean la construcción de cada centro escolar.

SUMMARY

This paper aspires to study building solutions to give immediate responses to the deficit of schools due to the fast growth of the children's population in the urban expansion of the big cities and the migratory flows for different social-economic reasons.

The industrialized construction has to built in short periods of time (8-10 months) an scholar architecture of quality with sustainable industrial processes of minimum residues with easy joint in work to obtain an hipper-static final structure.

We studied the structure of four schools representing the four principal typologies of the industrialization systems:

– **WIS: Weighty Industrialization System,** *with concrete porch. School L'Olivera in Sant Cugat del Vallés*

– **LISms: Light Industrialization System,** *with modulate structure. School Can Roca in Terrassa.*

– **LISim: Light Industrialization System,** *with integral metallic module. School Nou in S.Andreu de la Barca.*

– **LISp: Light Industrialization System,** *with metallic porch. S hool Guerau de Liost in Granollers.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

This paper concludes with the basic criterions to decide the optimum industrialization system depending on the circumstances that avoid the construction of every school.

1. INTRODUCCIÓN

En el año 2005 escribíamos, en el nº 235 de la revista Hormigón y Acero de ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural), un artículo sobre la prefabricación en edificios singulares y hablando del debate entre prefabricación y semiprefabricación decíamos que hay técnicos e instituciones que defienden una construcción totalmente industrializada, casi en seco, frente a otros que pensamos que en la edificación deben convivir, colaborando conjuntamente, elementos semiprefabricados y hormigón colocado en obra, en estructuras absolutamente hiperestáticas por la continuidad de su hormigonado.

En los últimos años se han producido importantes movimientos demográficos, por un lado la huida de las grandes ciudades, en nuestro caso Barcelona, de ciudadanos que buscan un precio más asequible de vivienda y por otro la llegada de nuevos ciudadanos extranjeros sobre todo del norte de África, de Sudamérica y de centro-Europa. Estos flujos migratorios provocan un crecimiento repentino de las poblaciones de los cinturones en torno a la capital, con un gran aumento de las zonas urbanas, con la construcción de muchas viviendas y como consecuencia un déficit de equipamientos sociales: sanitarios y sobre todo escolares porque la mayor parte de los nuevos ciudadanos son parejas jóvenes en edad de tener hijos.

Este déficit se debe cubrir con una construcción muy rápida, mediante la industrialización de los materiales que componen las estructuras, que se rigidizan con ingenios mecánicos que dan continuidad a sus nudos. Esta buena arquitectura prefabricada dignifica los equipamientos sociales de urgencia, contrastando con la arquitectura de hormigón in situ en estructura y cerramientos, encofrado y apuntalado manualmente (Figuras 1 y 2), cuando el factor tiempo no es determinante.

Figura 1. C.E.I.P. La Portalada (Altafulla)
Estructura y cerramientos de hormigón in situ.
Arquitectura: J.Grané arq. Estructura: PBX

Figura 2. C.E.E. Palau (Girona)
Estructura y cerramientos de hormigón in situ.
Arquitectura: J.Fargas arq. Estructura: PBX

2. REFERENCIAS HISTÓRICAS

La situación descrita nos puede parecer propia del momento actual, principios del siglo XXI, de trastorno y desequilibrios socio-económicos mundiales que fomentan los grandes movimientos de población desde la precariedad de vida del Sur hacia el falso paraíso de la sociedad de consumo del mun-

Figura 3. Grupo escolar en Av.Bogatell (Barcelona) de J.Ll. Sert arq. G.A.T.C.P.A.C.
Programa de alfabetización de la Generalitat de Catalunya 1931.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

do occidental, en lugar de procurar, desde una gobernabilidad mundial justa, una redistribución de recursos y medios que de posibilidades de vida digna a todo el mundo, en su lugar de origen.

En otros momentos de la historia, también ha habido preocupación para mejorar la calidad de vida de las personas en vivienda y equipamientos. Así haciendo un pequeño preámbulo de referencia histórica en Catalunya, una exposición sobre el arquitecto Josep Lluis Sert, en la Fundación Miró de Barcelona en la primavera del 2005, nos recordaba que en la proclamación de la República el 14 abril del 1931, el gobierno autónomo catalán tenía grandes proyectos de construcciones de servicios colectivos escolares, sanitarios y de viviendas sociales, y la actividad del G.A.T.C.P.A.C. (Grupo de Arquitectos y Técnicos Catalanes para el Progreso de la Arquitectura Contemporánea) se orientó hacia estos programas.

En el Programa de Alfabetización de la Generalitat de Catalunya se preveía la construcción de nuevos centros escolares en todas las comarcas (Figura 3), para conseguir una escolarización total. Las condiciones económicas de la época reclamaban métodos de montaje rápido. La industria debía ser capaz de responder a estas necesidades mediante la producción en serie de elementos y tipologías. Esta industria fue la precursora de la prefabricación actual.

3. ARQUITECTURA-CONSTRUCCIÓN-EDIFICACIÓN-PREFABRICACIÓN

La enciclopedia Espasa-Calpe define arquitectura como el arte de construir edificios y edificar como la parte de la arquitectura que enseña como se fabrican los edificios en lo que se refiere a los materiales. La fabricación puede ser tradicional "in situ" o bien se puede pre-fabricar en taller para después hacer el transporte de las piezas a obra y proceder al montaje final global del edificio.

Por las razones enunciadas en la introducción, los técnicos que trabajamos en la construcción, arquitectos e ingenieros,

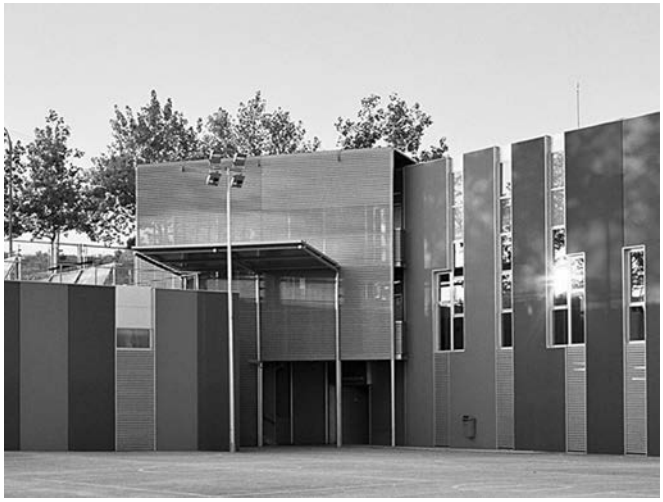


Figura 4. C.E.I.P. Ponent (Terrassa).
Prefabricado de hormigón armado y pretensado.
Arquitectura: F.Pich-Aguilera arq. Estructura:Prefabricados Pujol.

Figura 5. Prototipo de vivienda con módulos metálicos prefabricados o reciclados. Arquitectura: G.Gili arq. / S.Cirugeda arq.

hemos tenido que buscar soluciones para dar repuesta inmediata y urgente a la falta de equipamientos escolares en los barrios que se forman en los ensanches de las ciudades, investigando procesos constructivos que recorten los plazos de ejecución de las edificaciones, prefabricando a partir de los materiales básicos los elementos que compondrán el edificio final e investigando aquellos útiles mecánicos, que produzcan estructuras hiperestáticas.

El Departamento de Política Territorial y Obras Publicas de la Generalitat de Catalunya conjuntamente con el Institut Català del Sòl (Incasol) convocó en el 2003 un concurso de ideas para la incorporación de nuevos sistemas y tecnologías para proyectar la construcción de viviendas sociales, en tres modalidades: de cimentación y estructura, fachadas y cerramientos y de idea completa de edificio.

En cimentación y estructuras, se premiaron las ideas de Pich-Aguilera arquitectos (Figura 4) con sistemas de edificación de tipo industrial pero rigidizando los nudos de los pórticos para conseguir estructuras hiperestáticas: pilares prefabricados arrancando del cáliz de los encepados o con pernos roscados encajados en las esquinas, jácenas prefabricadas armadas o mejor pretensadas en T invertida para recibir las diferentes tipologías de forjados de prelosas o placas alveolares, consiguiendo la rigidez global mediante armaduras pasantes de continuidad y conectores transversales.

En fachadas y cerramientos, Coperfil Group presentó la solución de fachada industrializada ligera, como una doble piel dejando un espacio intermedio de cámara de aire y paso de instalaciones.

En la categoría de Idea completa, Jean-Pierre Lutz arq., presentó la prefabricación de elementos en taller (Figura 5), que combinan la estructura, los cerramientos y las instalaciones en un solo módulo prefabricado, que terminado en fábrica se transportará a obra donde se montará. De esta manera se reducen los costes de construcción, el tiempo de ejecución, y se aumenta el control de calidad y la seguridad en obra.

Todos estos conceptos que se estudiaron para la construcción de viviendas sociales, también se pueden aplicar en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 6.
Hotel Hesperia.
Estructura semiprefabricada de pantallas de hormigón in situ y prelosas AIE FOR.
Arquitectura: R.Rogers i Alonso-Balaguer arqs.
Estructura: R.Brufau i Ass.

Figura 7. Edificio de Viviendas en Manresa.
Estructura semiprefabricada de pilares y jácenas de hormigón armado y prelosas ATEFOR.
Arquitectura: Fargas-Rovira arqs. Estructura: PBX.

construcción de equipamientos, en concreto de las escuelas que han de acabarse con urgencia antes del comienzo de cada curso. De este modo se cubre el crecimiento vegetativo de cada población y la escolarización de recién llegados durante todo el curso escolar.

En la revista INDE (junio 2005) Josep Manuel Oliva, arquitecto del Departamento de Educación hace referencia a las Jornadas Técnicas sobre Arquitectura Escolar 2003, en que se habló de prefabricación industrializada, para conseguir como resultado final una arquitectura escolar con la dignidad de edificio público, al servicio de las personas, enseñantes, niños-niñas y madres-padres.

4. NIVELES DE PREFABRICACIÓN

Pasando a la práctica del estudio de la prefabricación en la construcción industrializada, podemos clasificar el grado de prefabricación en:

a) Semi-prefabricación (Figuras 6 y 7)

Con la estructura principal de pilares o pantallas y jácenas de hormigón armado "in situ" y con la estructura secundaria de forjados semi-prefabricados.

b) Prefabricación total

Con pilares, pantallas, jácenas, cerramientos y forjado prefabricados, añadiendo en obra como máximo la capa de compresión. Dentro de este nivel se puede hacer otra sub-división en función de la tipología de la estructura principal:

- **Sistema de industrialización *PESADO* : SIP**

  – Pórticos de jácenas y pilares prefabricados de hormigón armado y/o pretensado.

- **Sistema de industrialización *LIGERO* : SIL**

  – Módulos metálicos tridimensionales, que engloban una planta con suelo, montantes y techo.

  – Pórticos de jácenas y pilares metálicos, fabricados en taller, y forjados de chapa colaborante.

En este punto haremos un apartado sobre los cerramientos que completan la construcción de cada edificio con la estructura resistente, estableciendo también una división entre:

– *Cerramientos pesados*

Paneles de hormigón, macizos o aligerados con poliestireno expandido según su función. Estos paneles prevén las aberturas de ventanas y puertas y también el paso de instalaciones a través de su estructura, resistente a su peso propio y a las acciones exteriores horizontales de viento.

Otra característica a tener en cuenta es su inercia térmica que ayuda al aislamiento final del edificio siguiendo las pautas de sostenibilidad en la construcción.

BSCP (Building System Concrete Panel) es una patente que fabrica y construye con este sistema de plafones de hormigón.

– *Cerramientos ligeros*

Paneles de micro-hormigón reforzado con fibras de vidrio GRC (Glass Reinforced Concrete). La fabricación de estos paneles se realiza mediante vertido de hormigón, con cemento gris o blanco, reductor de agua y plastificante, en moldes (según la forma arquitectónica del edificio) con bastidores metálicos diseñados para su colocación en obra. El aislamiento térmico se materializa con tabiques de cartón-yeso que crean la cámara de aire necesaria para la ventilación.

La conexión de los cerramientos a la estructura principal se realiza mediante útiles mecánicos de acero inoxidable clasificados según AISI (American Iron and Steel Institut), que

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

comprenden anclajes resistentes, como conectores roscados a presión, placas, tirantes, cartelas.... para solucionar las distintas uniones según su posición respecto a la estructura y anclajes estabilizadores para evitar el vuelco, los desplazamientos y las vibraciones en la fase constructiva de montaje.

Volviendo al objeto principal de este artículo sobre industrialización de la estructura mecánica de los edificios y pese a nuestra opinión de procurar la convivencia equilibrada de la prefabricación con la construcción "in situ" para conseguir una estructura absolutamente rígida ante cualquier acción vertical y/o horizontal, estos últimos años hemos colaborado en el proyecto de cuatro escuelas con prefabricación total, por su urgencia de finalización y puesta en marcha antes del comienzo de los cursos escolares, pero diseñando, proyectando y calculando las uniones necesarias para conseguir también estructuras hiperestáticas. Así estos proyectos se redactaron en cuatro meses y la ejecución se empezó antes de Semana Santa para acabarla en ocho meses, antes de empezar las clases en septiembre.

Estos proyectos están en la primera corona metropolitana de Barcelona, confirmando la hipótesis de déficit de equipamientos en las poblaciones cercanas a la gran ciudad:

1. **CEIP *l'Olivera*** en Sant CUGAT (Vallés Occidental) con estructura de pórticos y cerramientos prefabricados de hormigón armado MDM. **SIP**

2. **CEIP *Can Roca*** en TERRASSA (Vallés Occidental) con estructura de módulos prefabricados tridimensionales DRACE. **SILme-estructura modular**

3. **CEIP *Nou*** en S. ANDREU de la BARCA (Baix Llobregat) con estructura de módulos prefabricados tridimensionales MODULTEC. **SILmi-modular integral**

4. **CEIP *Guerau de Liost*** en GRANOLLERS (Vallés Oriental) con estructura de pórticos metálicos, forjado colaborante y cerramientos GRC. **SILp-pórticos**

Describiremos pues la estructura de estos cuatro edificios, desde su concepción en fase de proyecto, en la que intervenimos como consultores de estructuras colaborando con los arquitectos en conseguir un equilibrio entre forma y función, hasta la ejecución en obra con grúas móviles y elementos estructurales provisionales, pasando por el proceso de prefabricación en fábrica o taller.

SISTEMA de INDUSTRIALIZACIÓN PESADO: SIP
C.E.I.P. L'Olivera – SANT CUGAT del VALLÉS
(curso 2005-06)
Arquitectos: D.Barrera / R.Domènech

Sant Cugat es el ejemplo paradigmático de ciudad difusa, que en los últimos 20 años ha crecido como una mancha de aceite ocupando todo el suelo urbano posible, duplicando su población y haciendo necesaria la creación de todo tipo de equipamientos, en concreto escolares para dar cabida a la nueva población infantil. El nuevo barrio de "La Guinardera", situado al noroeste, se está todavía urbanizando, pero el Ayuntamiento de Sant Cugat ya cedió el terreno para que GISA (Gestión de Infraestructuras) construyera de urgencia el nuevo C.E.I.P. l'Olivera, que cubrirá la demanda escolar del futuro barrio, pero que ahora dará cabida a niñas y niños de otros barrios de la ciudad, también con falta de plazas escolares.

El proyecto de arquitectura se adapta al terreno, con un desnivel de cotas importante entre las plataformas superior e inferior, separando por junta de dilatación dos cuerpos rectangulares de 14 m. por 25 m. y de 14 por 40 m. de largo. Un cuerpo de dos plantas contiguo al preescolar existente y otro de tres plantas que contiene en planta semisótano el preceptivo gimnasio de 5,00 m. de altura libre diáfano de pilares, y que nos condiciona el tipo de estructura.

El esquema estructural es de 3 pórticos longitudinales con pilares cada 7,50 m., y dos crujías de forjado transversal de 6 y 8 m. El gimnasio debe resolverse diáfano y para ello los pilares centrales se apean sobre dos jácenas de 14 m. de luz, de dimensiones 50 cm. de ancho y 150 cm. de canto, que se han construido en obra (Figuras 8 y 9) por sus dimensiones singulares. El resto de la estructura pilares, jácenas, placas nervadas en el gimnasio, placas alveolares en el techo tipo, así como los cerramientos se han prefabricado por las empresas MDM y TRUMES en Sta. Coloma de Queralt, consiguiendo

Figura 8. Jácena "in situ" de apeo de dos pilares centrales de la estructura prefabricada, para solucionar el gimnasio libre de obstáculos.

Figura 9. Espacio diáfano de 20x14x5m debajo de las aulas, para usos múltiples de gimnasio y sala de actos con el escenario al fondo. Forjado de placas nervadas pretensadas PI Trumes de 4 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 10. Estructura prefabricada MDM de pilares, jácenas en T invertida y placas alveolares apoyadas con neopreno sobre el escalón de la jácenas.

Figura 11. Montaje de la estructura con los nudos pilar-jácena resueltos con ménsulas en escalón embebidas y armadura pasante por pilar.

acabar la construcción de la escuela en los ocho meses que van de febrero a septiembre, para empezar el curso 2005-06.

La junta de dilatación definida en función de la longitud del edificio, también actúa de junta de asiento diferencial entre los dos cuerpos de la escuela, porque el cuerpo de tres plantas se cimienta mediante zapatas aisladas empotradas directamente en una capa de arcillas margosas de qa=3 Kg/cm^2, mientras que el cuerpo de dos plantas sin semisótano, queda sobre una capa de rellenos sobrepuestos, debiéndose cimentar sobre la misma capa anterior, pero mediante pilotes de 7 m. empotrados 1,50 m. en la capa descrita.

Para la construcción de la estructura prefabricada (Figuras 10 y 11) ha sido necesaria una esmerada planificación y coordinación entre la empresa constructora TEYCO y la de prefabricación MDM, para conseguir el ritmo de obra necesario para cumplir el plan de trabajo general, evitando interferencias y siguiendo el orden natural de suministro entre las diferentes partidas de pilares, jácenas, placas nervadas, placas alveolares y plafones de cerramiento.

La estructura se calculó hiperestática, proyectando los nudos pilar-jácena mediante ménsulas laterales a los pilares (Figura 12) que reciben las contra-ménsulas de las jácenas. Las ménsulas quedan embebidas dentro de las jácenas para que no cuelguen por debajo.

Estas ménsulas sólo trabajan en la fase de construcción, porque en los pilares se han previsto pasadores de armaduras superiores que se hormigonan al mismo tiempo que se llenan los 10 cm. sobre las jácenas prefabricadas con los estribos descubiertos, para conectar con la capa de compresión del forjado. En la cubierta las armaduras de los pilares se cruzan en ala de avión para continuidad del pórtico.

Las jácenas se han fabricado en T invertida para prever el apoyo de las placas alveolares que cubren el forjado de dos tramos. Las jácenas descansan en las ménsulas de los pilares con un taco de neopreno para centrar la carga, del mismo modo que las placas alveolares lo hacen en los escalones laterales de las jácenas con una banda continúa de neopreno.

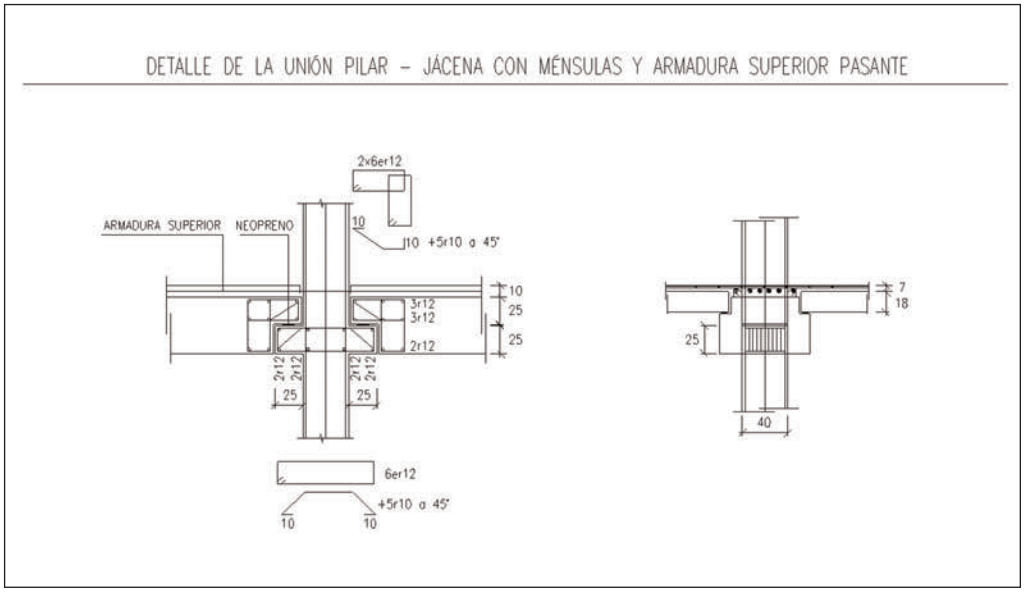


Figura 12. Detalle constructivo de la unión pilar – jácena.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 13. Los pilares se fabrican con el encaje necesario para colocar pequeñas ménsulas metálicas de conexión de los cerramientos prefabricados.

Figura 14. Fachada de entrada al C.E.I.P. con los cerramientos colgados de la estructura y testero de placas prefabricadas

Figura 15. Aula en pleno funcionamento vista desde el pasadizo central con luz natural de los ventanales de los testeros.

Figura 16. Fachada del edificio prefabricado de pórticos de hormigón armado, con pilares, jácenas y placas alveolares y también cerramientos prefabricados, en la última fase de construcción de la escuela de colocación de los marcos apaisados de las ventanas de las aulas y pintado exterior por damas.

Las características mecánicas de pilares y jácenas son:

Hormigón HA-30	resistencia característica	fck = 30 N/mm^2
Acero B 500 S	límite elástico	fy = 500 N/mm^2
Acero cables Y1770 C	límite elástico	fy = 1.530 N/mm^2

Como ya hemos dicho los cerramientos (Figuras 13 y 14) también son de hormigón armado, aunque resistencia HA-20, solucionando los aleros sobre las puertas del gimnasio, los antepechos de las ventanas, las banderas o elementos vertica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

les que pautan la fachada y se coronan en la cubierta con una pieza en T invertida que protege la fachada y remata la impermeabilización. Los testeros también se resuelven con piezas prefabricadas formando un dibujo aleatorio de damas. Todos estos elementos se conectan a la estructura con pequeñas ménsulas metálicas, que constan de dos elementos, el encaje previsto dentro de los pilares estructurales y los brazos con pivote, insertados en las piezas de cerramiento.

El resultado final es un edificio en el que la estructura y los cerramientos son todos de hormigón prefabricado, con la excepción de las jácenas de apeo descritas, que se ha construido en ocho meses, con grúas móviles potentes para poder mover y encajar todos los elementos, sin necesitar los encofrados y apuntalamientos que harían falta en una estructura tradicional. El edificio (Figuras 15 y 16) pintado de colores mironianos resalta en el marco de la urbanización de "La Guinardera", con vistas a los parques naturales de Collserola, Montserrat y Sant Llorenç.

SISTEMA de INDUSTRIALIZACIÓN LIGERO
con estructura de MÓDULOS: SIL me
C.E.I.P. Can Roca – TERRASSA (curso 2005-06)
Arquitectos: R.Alaminos / G.Vidal

Terrassa celebra con entusiasmo que ha llegado a las 200.000 habitantes, pero las madres y los padres del barrio de Can Roca salen a la calle a manifestarse pidiendo urgentemente la nueva escuela para sus niños y niñas.

Can Roca era una antigua masía de Terrassa rodeada de campos y viñas, que se han convertido en el ensanche norte de la ciudad, mirando al monte de Sant Llorenç. Este barrio con un espléndido parque central pero con torres de viviendas de hasta doce plantas de altura ha dado hogar a muchas familias, que necesitan equipamientos de todo tipos, pero el más urgente es un C.E.I.P., así el año 2004 se construyó el preescolar con seis aulas y para el curso 2005-06 se proyectó el edificio de primaria con doce aulas, haciéndose el proyecto de ejecución los meses de diciembre 04 y enero 05 y empezando la estructura por Semana Santa para acabar todo el edificio a finales de agosto.

GISA licita estos equipamientos escolares con carácter de urgencia, adjudicando conjuntamente proyecto y construcción, así se presentan constructores con el proyecto final de arquitectura, estructura e instalaciones con los métodos constructivos propios. En este caso del C.E.I.P. de Can Roca ganó el concurso DRACE con el proyecto de arquitectura de Alaminos-Vidal arquitectos asociados y en el proyecto de estructura nos adaptamos a su sistema de módulos metálicos prefabricados o contenedores prismáticos con suelo y techo estructurales y cerramientos de fibra de vidrio incorporados. Estos módulos se fabrican en una factoría de Sevilla y se envían a obra con transportes especiales, al mismo tiempo que operarios especializados en su montaje se desplazan a obra para ejecutar la estructura.

El proyecto de arquitectura, de dos plantas, juega con combinaciones flexibles de los diferentes tipos de módulos para conseguir cumplir con todo el programa de primaria de doce aulas normales, aulas de refuerzo, biblioteca, plástica, comedor y gimnasio, que en este caso queda integrado dentro del colegio aprovechando el desnivel existente entre las dos calles que lo limitan, para conseguir la altura preceptiva libre de 4,50 m y con una anchura de 10,80 m. que corresponde a uno de los tipo de módulos.

Los cimientos de esta estructura se han solucionado con pantallitas empotradas en una capa de roca que se encuentra a diferentes profundidades ya que el solar era un antiguo riachuelo que nacía en Sant Llorenç y pasaba por Can Roca. Sobre los encepados arrancan los pilares que soportan el sanitario de la planta baja, que está formado por suelos prefabricados como los de los módulos (Figura 17).

Figura 17. El sanitario prefabricado se apoya encima de pilares que arrancan de los encepados de las pilotes-pantalla de cimentación.

Las dimensiones en planta de estos contenedores prefabricados (Figura 18) son múltiplos de 2,70 m., así tenemos contenedores de 2,70x5,40 / 2,70x8,10 / 2,70x10,80 y una altura libre de 2,88 m. Los puntos de apoyo también pueden ser variables, según el dimensionado de los perfiles inferiores en la base de cada módulo. Las fachadas hacen entrantes y salientes para dar luz a las aulas y romper la posible monotonía de un edificio modular prefabricado.

Figura 18. Los módulos prefabricados en la factoria DRACE de Sevilla son una caja con dimensiones múltiples de 2,70 m. en planta y altura libre de 2,88 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 19. Montaje de los módulos encima la estructura de apeo de planta baja, para conseguir espacios diáfanos en vestíbulo y comedor.

Figura 20. Combinaciones flexibles de los módulos en voladizo, para conseguir una estructura final con todas las aulas con luz natural.

La base de los módulos (Figuras 19 y 20) es una plataforma enmarcada por IPN 220 / 280 / 360 en función de las luces de 5,40 / 8,10 /10,80 m. y viguetas transversales de 2,70 m. IPN 80 c/60 cm.

Los montantes del prisma son perfiles tubulares de 100.3 y la cubierta esta formada por dos cerchas de 35 cm. de canto con los cordones superiores e inferior de 80x40x3, conectados por celosías triangulares (Figura 21).

Las características mecánicas del acero estructural laminado en frío de los perfiles son:

Acero estructural S 275 JR límite elástico fy = 275 N/mm^2

Para conseguir la flexibilidad mencionada en la distribución de aulas y no tener interferencias de montantes en medio de una aula, se han calculado los módulos como una estructura tridimensional en la que el suelo y la cubierta están conectados por perfiles verticales situados cada 2,70 / 5,40 / 8,10 / 10,80, según el modelo. Cada cara lateral del contenedor es una viga Vierendel. Después en obra se soldan los módulos contiguos para formar un doble-núcleo simétrico.

La planta baja tiene dos espacios, el vestíbulo principal y el comedor, en los que es importante no tener ningún elemento intermedio para conseguir una buena circulación y aprovechamiento interior. Para solucionar estos condicionantes se han calculado pórticos metálicos tradicionales con perfiles HEB de apeo de los módulos prefabricados de la planta superior.

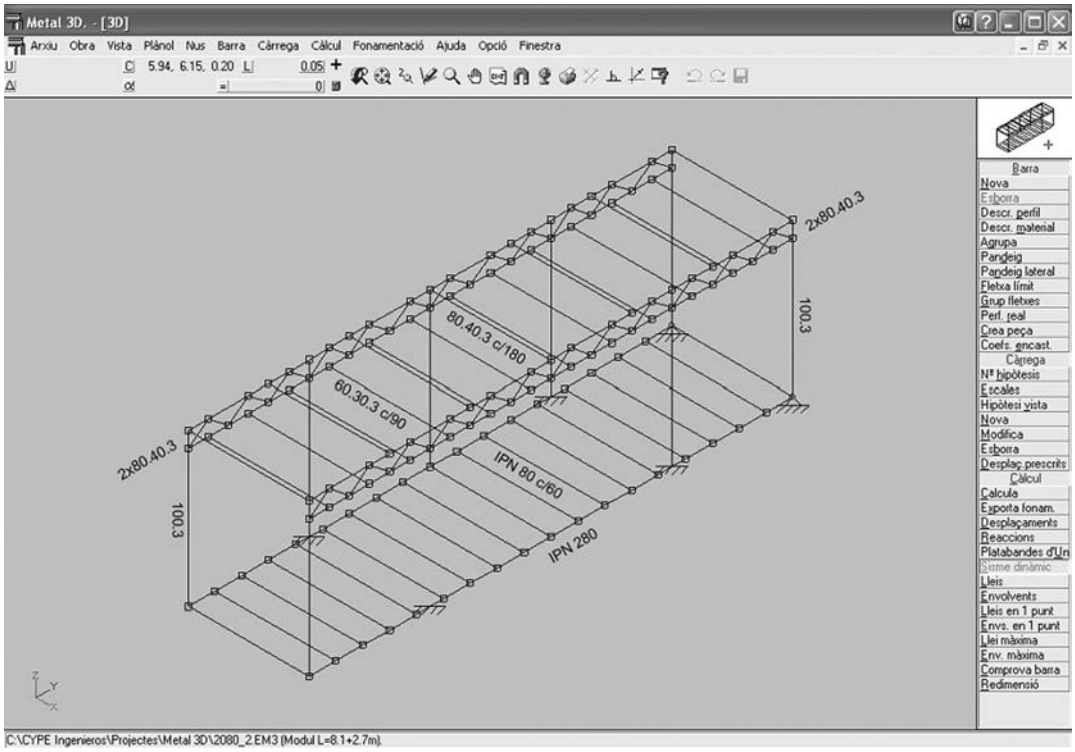


Figura 21. Esquema tridimensional de cálculo de un módulo metálico prefabricado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 22. Gimnasio: módulos de 2,70 m.x 10,80 m. encima de pórticos de 4,50 m.de altura con perfiles tubulares. Se aprovecha la diferencia de nivel entre calles.

Figura 23. Testero del C.E.I.P. acabado con las aulas especiales que cubren el espacio deportivo libre del gimnasio.

Figura 24. Aulas iluminadas lateralmente gracias al juego de módulos interiores y exteriores.

Figura 25. La escuela acabada destaca por sus módulos volumètricos exteriores en voladizo encima de la estructura de planta baja.

Un último punto a comentar es la junta de dilatación necesaria para la longitud de 70 m. del edificio y también por la singularidad del gimnasio (Figuras 22 y 23) proyectado con los módulos más largos de 10,80 m., orientados en sentido contrario a los módulos del resto del edificio y apoyados sobre una estructura de techo planta baja especial con pilares tubulares de 4,50 m de altura.

Para no doblar pilares en esta junta, se han diseñado unas ménsulas en los pilares del gimnasio, sobre las que se apoyan los módulos (apoyos deslizantes) pero con un perno con recorrido, que evite que la estructura que se apoya pueda volcar.

La ejecución de este tipo de estructura prefabricada ha necesitado un replanteo muy esmerado, casi al mm., porque sino la suma de tolerancias de cada módulo produce al final del edificio una acumulación de error, que hace que el montaje de los módulos no encajen y su apoyo sea en falso.

De esta manera, esta prefabricación mediante módulos metálicos patentada por DRACE, el curso 2005-06 empezó en el nuevo C.E.I.P. Can Roca (Figuras 24 y 25), completando el programa de GISA que empezó el año anterior con la construcción del preescolar, compartiendo el patio que queda en el ángulo formado entre los dos edificios y usando instalaciones comunes como son el comedor y la biblioteca. A pesar de esto, no cubrirá absolutamente las necesidades del barrio y ya se está pensando y trabajando con Can Roca 2.

SISTEMA de INDUSTRIALIZACIÓN LIGERO con MÓDULOS INTEGRALES: SIL mi
C.E.I.P. Nou – Sant ANDREU - (curso 2006-07)
Arquitectos: AVAA

Sant Andreu de la Barca es un municipio situado en el Baix Llobregat, comarca contigua al Barcelonés, y que por tanto recibe a los matrimonios jóvenes que no encuentran una vivienda asequible en Barcelona y emigran en busca de mejores precios o alquileres. El Departament d'Ensenyament

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 26. Muro ecológico de capas de tierra armada, para completar el solar de las pistas polideportivas.

Figura 27. Muro de hormigón armado empotrado en el terreno natural de gravas, mediante elementos pantalla. Perímetro de la nueva edificación.

(Educación) de la Generalidad de Catalunya conjuntamente con GISA (Gestión de Infraestructuras) ha programado, debido al rápido crecimiento, dos nuevos centros escolares para el curso 2006-07, que los arquitectos AVAA han proyectado con la colaboración de nuestra consultoría de estructuras. Vamos a describir el primero de ellos CEIP Nou .

El Ayuntamiento de Sant Andreu, potenciando un urbanismo expansivo, facilitó los mejores solares para la construcción de viviendas y dejó para equipamientos un terreno en pendiente al final de un municipio que crece a cada lado de la carretera (antigua NII) que conduce de Molins de Rei a Martorell. Solamente una quinta parte del solar reunía mínimas condiciones de edificación, por ello el primer tema a solucionar fue crear el resto de solar necesario para todas las instalaciones cubiertas y exteriores.

Se han proyectado dos tipos de muros de contención de tierras para completar el espacio necesario, así las pistas polideportivas se han solucionado mediante un muro ecológico (Figura 26) sobre unos huertos residuales, aportando y compactando capas de tierra armada con mallas sintéticas cada 50 cm., y en cambio el muro que había de completar el terreno para la construcción de las aulas y el gimnasio, se ha proyectado de hormigón armado con la pantalla a flexión empotrada en una jácena a torsión, pórtico de pilotes rectangulares elementos-pantalla (Figura 27), que atraviesan el terreno vegetal y se clavan en la capa de gravas naturales.

El tipo de estructura que se ha escogido, sospesando los factores de la mala calidad del terreno de rellenos y de la rapidez de ejecución, es el de módulos tridimensionales como los de la anterior escuela de Terrassa, pero en lugar de los de dimensiones fijas múltiplos de 2,70 m. de DRACE fabricados en Sevilla, se optó por los de MODULTEC fabricados en Oviedo, que permitían una flexibilidad de medidas que facilitaban el proyecto de distribución de aulas, departamentos, biblioteca, laboratorios, comedor, lavabos...Los módulos se apoyan sobre pilares enanos en una retícula promedio de 3x3 m., para prever una cámara sanitaria, que evite humedades en planta baja. Debido a la mala calidad del terreno de los rellenos necesarios para crear el solar, la cimentación es profunda de pilotes rectangulares empotrados en la capa de gravas ya descrita.

Para conocer las características mecánicas y la tecnología de fabricación de los módulos, se hizo una visita a la factoría de Asturias (Figura 28), antes de empezar el proyecto de ejecución. Así nos desplazamos el arquitecto coordinador del proyecto, el ingeniero de instalaciones i nosotros consultores de estructuras.

Allí seguimos todo el proceso de industrialización (Figura 29) desde los elementos básicos de perfilería metálica en almacén, los útiles de unión entre la base, los montantes y el techo, el montaje de las instalaciones eléctricas, de gas y agua, los falsos techos, las separaciones entre piezas mediante tabiques de cartón-yeso, la carpintería metálica de ventanas y puertas, los acabados de pintura…, que dejan el módulo prácticamente acabado para el ensamblaje final en obra.

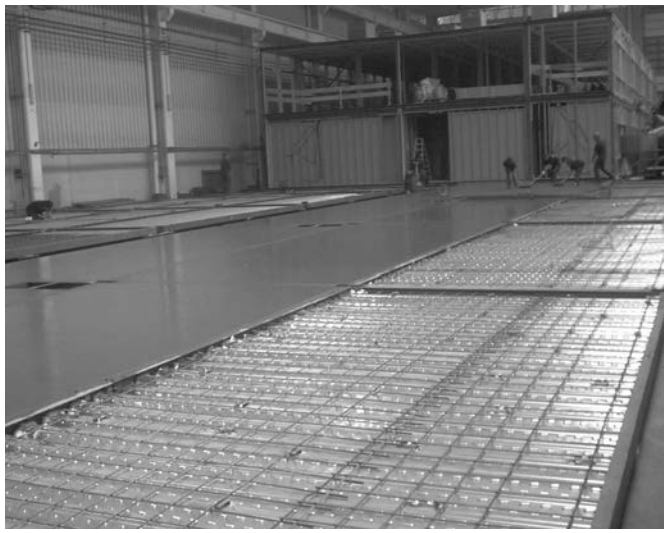


Figura 28. Factoría MODULEC (Asturias). Interior de la nave con el hormigonado de las placas base de chapa colaborante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

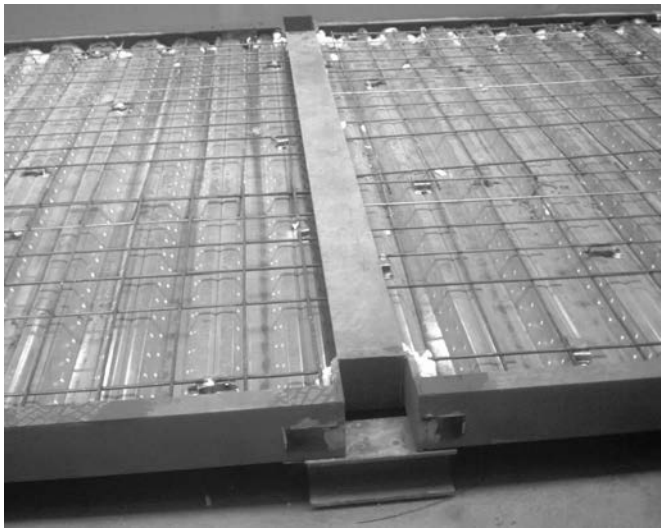


Figura 29. Detalle de la unión de dos placas base con la previsión de los montantes verticales, que formarán el módulo con su cubierta.

El proyecto de esta escuela consta de cuatro volúmenes, cada uno con su función en el conjunto: infantil, primaria, usos comunes (biblioteca, comedor...) y gimnasio. Estos volúmenes van girando ligeramente siguiendo la curvatura de la calle y dejando las escaleras y ascensores en los intersticios-bisagra entre ellos. La entrada a la escuela se sitúa en la fachada principal que da a la calle, mientras que las fachadas posteriores se comunican con los patios mediante porches sin pilares intermedios que implicaron un cálculo y una fabricación especial, con perfiles HEB atornillados y roscados, así como también los núcleos de comunicación.

A diferencia de la estructura anterior de Terrassa en que la rigidez del modulaje y de la limitación de tipologías de módulos obligó a proyectar la estructura de la planta baja con pórticos de apeo de la planta superior modulada para conseguir espacios comunes (comedor, vestíbulos) diáfanos, en Sant Andreu las dos plantas se han calculado con módulos porque la tecnología de Modultec permite cualquier tipo de perfil y también dimensiones flexibles. Así se han conseguido espacios diáfanos de pilares mediante perfiles HEB e IPE, que apean los montantes del módulo superior (Figura 30).

Las características mecánicas del acero estructural de todos los perfiles son:

Acero estructural: S355JR límite elástico fy= 355 N/mm^2

El inicio de la edificación fue en febrero de 2006, necesitándose dos meses, febrero y marzo , para la formación del solar mediante los muros de contención descritos, a continuación dos meses más, abril y mayo, para realizar la cimentación y los pilares de hormigón del sanitario, coronados con placas metálicas pegadas con Sika 31 (Figuras 31 y 32), replanteados con precisión milimétrica para recibir los módulos en junio y julio (Figura 33), que han llegado en sucesivos transportes especiales para irse ensamblando estructuralmente y conectando las instalaciones, mediante montadores especializados.

Durante el mes de agosto se acaban las aulas completando las placas del falso techo que faltaban para poder realizar las conexiones (Figura 34). Los módulos de los aseos llegan completos y sólo falta conectarlos a los desagües previstos en el sanitario, al mismo tiempo que éstos des-

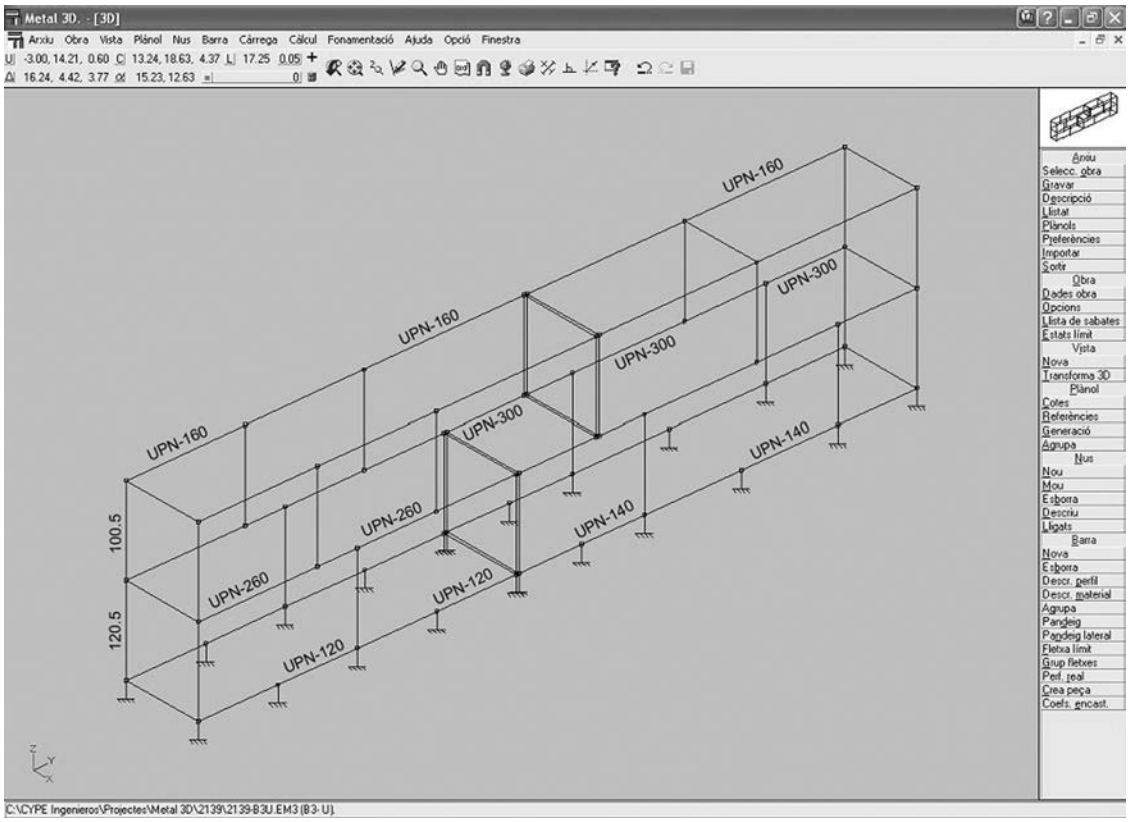


Figura 30. Esquema tridimensional de la estructura en el que se constatan los apeos desplazados de los montantes- pilares de la planta superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 31. Pilares enanos del sanitario coronados por placas metálicas, a la espera de la llegada de los módulos integrales.

Figura 32. Detalle de los pilarcitos con la placa de apoyo pegada con resina epoxi SIKA 31.

Figura 33. Una grúa móbil transporta un módulo desde el camión llegado de Asturias hasta su ubicación sobre los pilarcitos.

Figura 34. Conexión entre los módulos , que llegan equipados con todas sus instalaciones eléctricas y sanitarias.

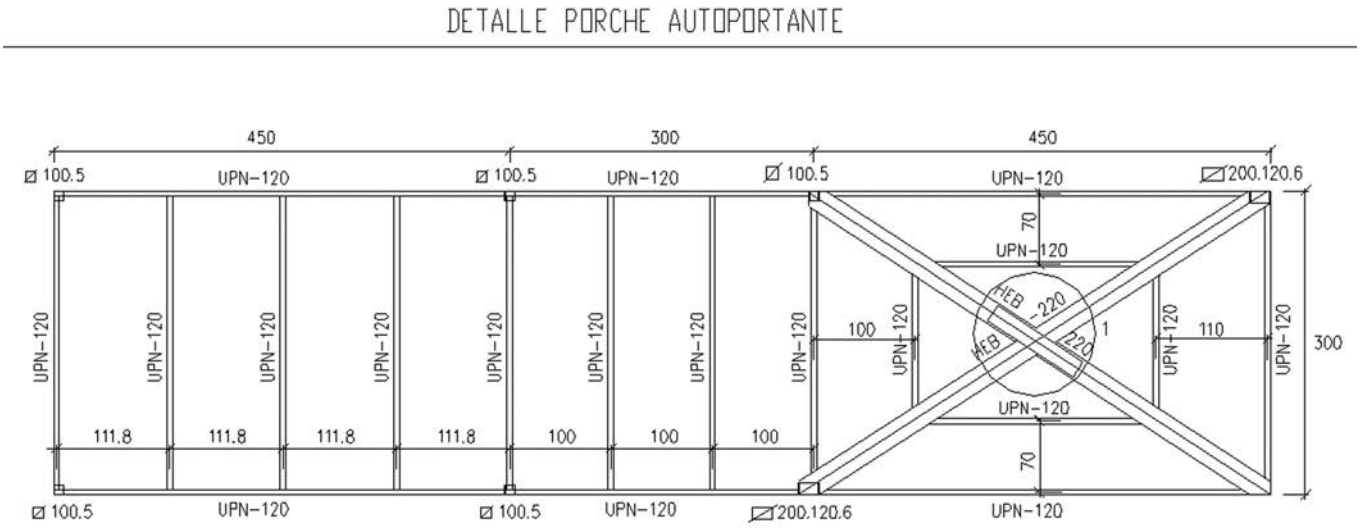


Figura 35. Plano de detalle de la estructura especial del porche exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figuras 36 y 37. Vistas del nuevo CEIP (Centro Escolar Infantil Primaria). Fachada interior desde el patio y pasadizo entre aulas. Inicio Febrero 2006. Final Setiembre 2006.

Figuras 38 y 39. Muros de contención recalce de la cimentación de la primera fase de Infantil (caracolas con cubiertas piramidales) del CEIP, para construir el edificio contiguo de Primaria.

aguan en el colector general. El 1 de septiembre los profesores pueden entrar para preparar el material pedagógico y el 12 recibir a los alumnos.

Quedarán para el primer trimestre del curso 2006-07, el hormigonado de las pistas polideportivas encima del terreno sobrepuesto mediante el muro ecológico, y el gimnasio, que a diferencia de la escuela propiamente dicha, se ha proyectado mediante prefabricados de hormigón armado: pilares de 6 m. de altura, jácenas perimetrales y forjado de placas alveolares autoportantes, para hormigonar solamente la capa de compresión con su mallazo.

Con la construcción del CEIP Nou 1 (Figuras 36 y 37) se empieza a solucionar el problema de escolarización en Sant Andreu a la espera de la conclusión del CEIP Nou 2 que ya ha empezado a construirse.

SISTEMA de INDUSTRIALIZACIÓN LIGERO de PÓRTICOS METÁLICOS: SIL p
C.E.I.P. Guerau de Liost – GRANOLLERS
(curso 2006-07) - **Arquitectos: BBDD**

Les Franqueses es un barrio de Granollers (Vallés Occidental) consecuencia del crecimiento expansivo de la antigua ciudad, que ha provocado un déficit de centros escolares debido a que los equipamientos sociales no se han construido siguiendo el mismo ritmo de crecimiento del barrio. En el año 2003 la presión ciudadana consiguió que el Departamento d'Ensenyament de la Generalitat preveyese la construcción de un nuevo CEIP (Centro Escolar de Infantil y Primaria) en lugar de colocar barracones provisionales.

La construcción de la escuela se planificó en dos fases: las seis aulas de infantil para el curso 2003-04, (Figuras 38 y 39) y seguidamente las doce aulas de primaria para completar el centro. Esta planificación no se cumplió y la ampliación de primaria no se ha proyectado hasta el 2006, provocando la indignación de padres y ayuntamiento, que amenazaron con no llevar los niños a la escuela en septiembre 2006, sino están completamente acabadas las aulas, servicios comunes, gimnasio y patios. La presión sobre el equipo redactor y el constructor ha sido asfixiante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 40. Pórticos metálicos, pautados cada 3,80 m. para que la chapa colaborante no necesitase apuntalamiento en fase de construcción.

Figura 41. Placas metálicas conectadas con anclajes mecánicos atornillados al muro cambio de nivel, a la espera de los pórticos transversales.

La segunda fase que se ha realizado en el 2006 es la que vamos a describir, siendo la empresa adjudicataria DRACE, la misma que hizo la primera fase en el año 2003, mediante módulos tipo CARACOLA fabricados en la factoría de Sevilla y ensamblados en obra, dignificando el conjunto con una envoltura de cubiertas piramidales que avanzándose a las fachadas formaban porches exteriores. En principio parecería lógico utilizar para la segunda fase de primaria, el mismo método constructivo, pero no ha sido así por dos razones:

1. En tres años ha aumentado un grado la calidad de la arquitectura escolar industrializada, no dejando entrever el modulaje de la primera fase. Se constata esta afirmación en el producto final de Can Roca de Terrassa, también construido por DRACE.

2. La implantación de un nuevo taller de estructuras metálicas ESTRUCAD METÀL·LICS, a 500 metros del solar de la escuela, que facilitaba un transporte más económico que el de los módulos desde Sevilla.

Estos factores han determinado el proyecto de una estructura industrializada de pórticos metálicos y forjados colaborantes. En cambio los cerramientos son ligeros de GRC (Drace-Sevilla), transportados en paquetes por tipos, optimizando el transporte desde Sevilla.

La diferencia de nivel entre la calle anterior y la zona de patios posterior define la arquitectura del edificio, creando una semiplanta a la cota inferior, con un amplio vestíbulo en doble espacio, sala de profesores y biblioteca con entrada desde la calle. Una planta intermedia a nivel de patios con el gimnasio, el comedor y las aulas especiales y una planta superior con las doce aulas de primaria.

En este caso el terreno de arcillas limosas superficiales, no influyó en la decisión del tipo de estructura porque a pesar de ser de características bajas (tensión de trabajo 1,3 Kg/cm^2), la estructura le transmite unas cargas que se pueden cimentar con zapatas aisladas, así como el muro de contención del nivel superior de patios, es un muro a flexión en L con zapata corrida empotrada en la misma capa superficial descrita.

La estructura principal se ha diseñado con pórticos metálicos con nudos rígidos, transversales a la fachada principal y pautados cada 3,80 m. (Figura 40) para que la chapa grecada,

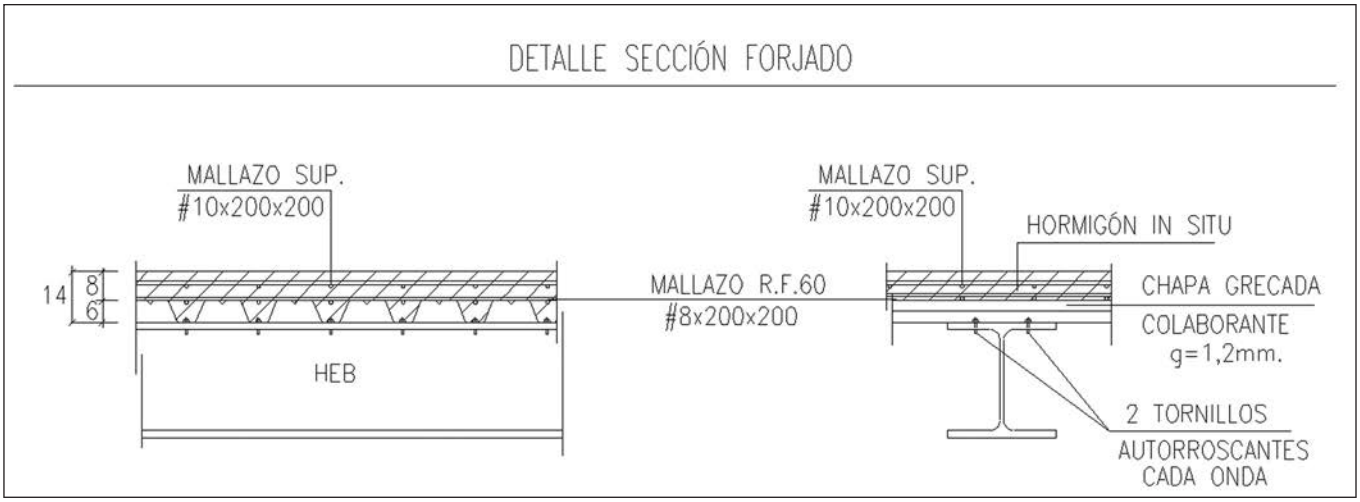


Figura 42. Detalle constructivo del forjado colaborante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

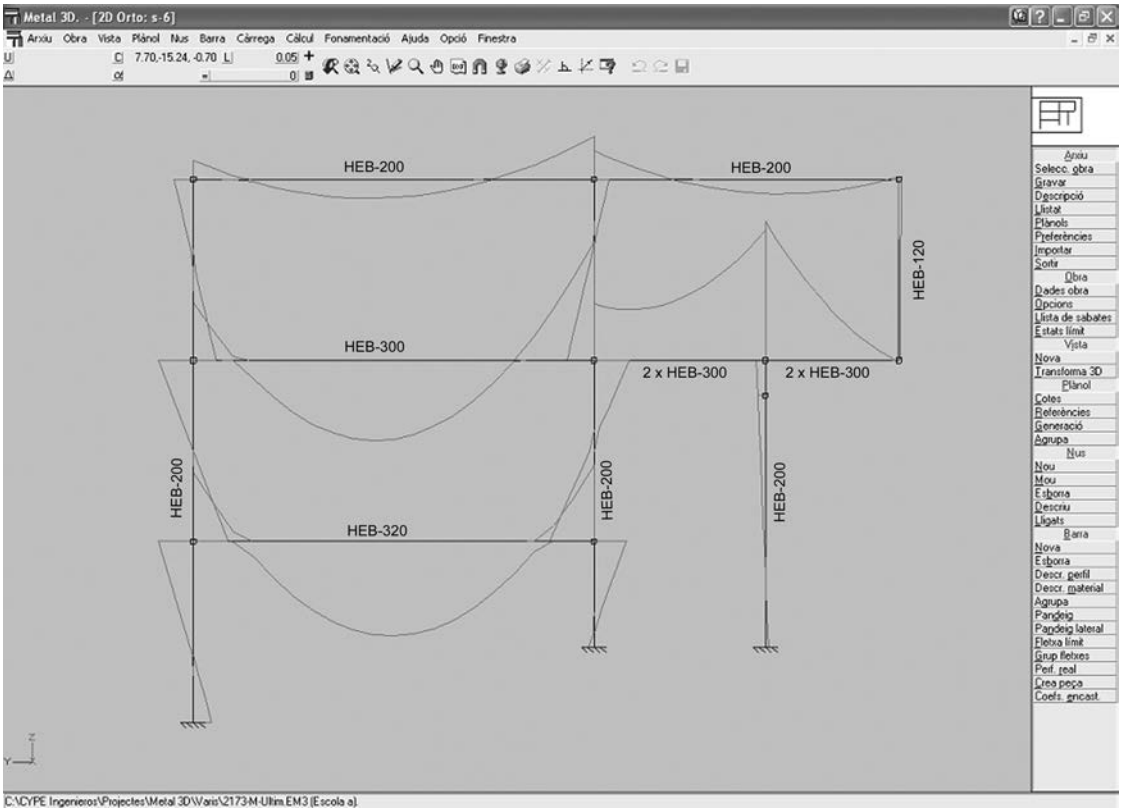


Figura 43. Esquema estructural, preparado con el programa CYPE, del volumen en voladizo de 3 m. sobre el gimnasio.

Figura 44. Esqueleto de la estructura del testero singular, en su fase inicial de montaje y hormigonado con bomba del forjado intermedio.

componente del forjado (Figura 42), no tuviese de apuntalarse en la fase de hormigonado.

En planta baja los pórticos de 8 m. de luz HEB 320, se empotran en el muro de contención de tierras mediante placas conectadas con anclajes mecánicos roscados al muro de hormigón armado llenado en una sola fase hasta su coronación (Figura 41).

La planta intermedia se cubre con pórticos de dos tramos de 8 m.- 5m. y voladizos de 1 m. que soportan los pilares extremos de la cubierta para conseguir que el volumen de la planta superior de aulas sobresalga creando un porche libre en la zona de patios. Este volumen volado (Figuras 43 y 44) se hace aún más evidente en la fachada lateral sobre el gimnasio con pórticos de tramos de 8 m.- 3 m. y voladizos de 3 m. de donde arrancan los pilares de la cubierta, produciendo un efecto visual arquitectónico en que el gimnasio penetra en el edificio principal, por debajo y sin tocarlo, del gran volumen de 3x3 m. de las aulas superiores.

El forjado colaborante (Figura 45) se calculó mediante una viga continua de tramos de 3,80 m., con la chapa grecada HAIRCOL 59 de Europerfil, con un estado de cargas de 3,00 KN/m2 de sobrecarga de uso para aulas escolares y 0,50 KN/m2 de carga permanente de un pavimento sintético encolado directamente sobre el hormigón regularizado. La flecha máxima admitida para la chapa en fase de encofrado es de L/250, mientras que la flecha de la losa mixta final es de L/500.

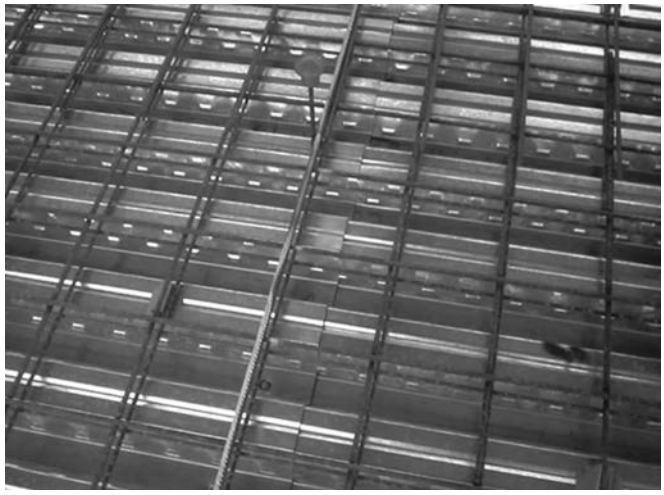


Figura 45. Detalle constructivo del forjado colaborante, con doble mallazo de continuidad y resistencia al fuego.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Figura 46. Hormigonado del forjado colaborante, conectado a los pórticos transversales mediante tornillos autoroscantes.

Figura 47. Montaje de los cerramientos ligeros de GRC (Microhormigón reforzado con fibras de vidrio).

Figura 48. El volumen singular de las aulas superiores cabalga sobre el módulo del gimnasio. El CEIP Guerau de Liost (insigne poeta catalán) es una realidad.

El armado de la losa es un mallazo superior de negativos #10x200x200 y otro mallazo #8x200x200, armadura de resisténcia al fuego RF 60 minutos, colocado encima de la chapa grecada. La chapa se conecta a las alas superiores de las vigas de la estructura principal con dos tornillos autoroscantes cada onda. El hormigonado de la losa se inicia sobres las vigas continuando hacia las zonas interiores evitando acumulaciones de hormigón en el centro de los vanos, que deformarían la chapa que trabaja como encofrado en esta fase. (Figura 46).

El gimnasio forma un prisma de base cuadrada de 15 m. x15 m. y una altura de 6 m. , sin pilares intermedios, para ello se proyectaron tres pórticos metálicos de luz 15 m. con las vigas HEB 600 sobre pilares HEB 300 con acero de características mecánicas S 355JR, y tres tramos de 5 m. cubiertos con placas alveolares, para no tener de apuntalar antes de hormigonar. Incidimos reiteradamente en el tema del apuntalamiento, porque en una construcción industrializada es básico evitar el apuntalamiento y en consecuencia el desapuntalamiento para poder realizar los acabados sin impedimentos Intermedios.

Todas las operaciones de montaje de la estructura metálica, pórticos y chapa colaborante, hormigonado de la losa mixta y cerramientos exteriores de fibra de vidrio se han realizado con grúa móvil de gran tonelaje (Figura 47). Este aspecto es un hecho diferencial de la construcción industrializada respecto a la construcción tradicional en la que se utilizan grúas fijas en el solar.

El 12 de setiembre del 2006 entraron 450 alumnos, con el edificio completamente acabado (Figura 48) con todos los servicios interiores, pero con la zona de patios, utilizada para almacenado de materiales, sin pavimentar. Se había conseguido en 8 meses solucionar un problema grave de escolarización.

4. CONCLUSIONES

Con este artículo hemos querido hacer un repaso a los distintos tipos de construcción industrializada, aplicados a cuatro ejemplos de centros escolares, a partir de la necesidad de solucionar una situación social propia de estos años de rápido crecimiento demográfico, no previstos en las políticas urbanísticas y en los Planes de ordenación territorial del último cuarto del siglo XX.

Los criterios para escoger el tipo de prefabricación dentro de los dos grandes grupos SIP (sistema de industrialización pesado) y SIL (sistema de industrialización ligero) y dentro de este último las modalidades de módulos sólo estructurales, de módulos integrales y de pórticos metálicos, no son fijos sino que dependen de múltiples circunstancias: tipo de terreno de cimentación según estudio geotécnico, especialización del constructor, mano de obra preparada, sistemas de transporte y de movilidad de materiales en obra, situación de la obra respecto a la fábrica o taller de industrialización....

Así en el CEIP L'Olivera se proyectó con un sistema pesado porque el terreno era de muy buenas características portantes y la empresa de prefabricación puso todas las facilidades en transporte y mano de obra. En cambio el CEIP Can Roca estaba ubicado en un antiguo vertedero que obligaba a una cimentación profunda por lo que era preferible una estructura ligera fabricada por el mismo constructor Drace. El CEIP Nou

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

también estaba en un solar difícil, ya que se tuvo de ampliar con importantes muros y aportación de terrenos de relleno, obligando a cimentar con pilotes rectangulares y condicionar a una estructura ligera, en este caso Modultec por su relación comercial con el constructor de la obra civil. Finalmente el CEIP Guerau de Liost se ha construido sobre un terreno de consistencia media que no determinaba el tipo de estructura, pero la proximidad de un taller de estructuras metálicas decidió la estructura de pórticos metálicos y forjado colaborante con chapa grecada y hormigón in situ.

En cualquier caso se ha conseguido un resultado final óptimo, porque se ha acabado la construcción de estas escuelas prefabricadas en el plazo suficiente para la escolarización urgente de cada barrio, y con una arquitectura de calidad en sus uniones estructurales y acabados interiores y de fachadas, que demuestra que la construcción industrializada de Centros Escolares es la solución al déficit de equipamientos sociales, debido al rápido crecimiento de la población alrededor de las grandes ciudades.

BIBLIOGRAFÍA

[1] ARQUES, F. *Miguel Fisac.* Madrid: Ediciones Pronaos, 1996.

[2] FIP. *Estructuras de edificación prefabricadas*. Madrid: Atep 1996.

[3] FREIXA, J. *Josep Ll. Sert.* Barcelona: Ed. Gustavo Gili, 1989.

[4] LLORENS J.I.-GONZÁLEZ J.M.*Construir amb prefabricats de formigó.* Barcelona: UPC, 2003.

[5] PETERS, N. *Jean Prouvé 1901-1984. La dinámica de la creación*. Bonn: Taschen, 2006.

[6] XERCAVINS, E. "Prefabricación en edificios singulares", *Hormigón y Acero,* nº 235, 2005.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Estudio sobre la propagación de fisuras de cortante en elementos de hormigón armado sin cercos

Study of shear cracks propagation in reinforced concrete elements without stirrups

Jacinto Ruiz Carmona
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
E.T.S. Ingenieros de Caminos, C. y P. Universidad de Castilla-La Mancha

Gonzalo Ruiz López
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
E.T.S. Ingenieros de Caminos, C y P. Universidad de Castilla-La Mancha

Javier Rodríguez del Viso
Ingeniero Agrónomo
E.T.S. Ingenieros de Caminos, C. y P. Universidad de Castilla-La Mancha

RESUMEN

En el presente trabajo mostramos los resultados obtenidos en una campaña experimental realizada recientemente con el objeto de estudiar la propagación de fisuras de cortante en elementos de hormigón armado sin cercos. Particularmente analizamos el efecto de la cuantía longitudinal de armado y el tamaño de las vigas en la propagación de fisuras de cortante. Hemos ensayado 24 vigas de tres tamaños diferentes y con diversas cuantías de armado longitudinal. Los resultados muestran la influencia de la cuantía de armando y del tamaño de las vigas en la trayectoria de las fisuras, en la localización del daño y en la carga de fallo (tracción diagonal). Finalmente se establece un modelo sencillo para analizar el efecto de la cuantía de armado y del tamaño de las vigas en la carga de fisuración y fallo del elemento. Con esta investigación pretendemos ayudar a una mejor comprensión de los mecanismos de propagación de las fisuras de cortante y de fallo en elementos de hormigón armado sin cercos.

ABSTRACT

This paper presents the results of a very recent experimental research program aimed at investigating mixed-mode (shear) fracture of reinforced concrete in beams without stirrups. Particularly the tests were designed to disclose the influence of the size and amount of reinforcement in the shear cracks propagation. 24 beams reinforced of three different sizes and reinforced with several reinforcement percentages were tested. The results show the influence of the reinforcement ratio and beam size in the crack trajectories, damage localization and failure load. Finally a simple model to disclose influence of size effect and reinforcement ratio in the cracking and failure is proposed. These experiments may help to understand the mechanisms of crack initiation and propagation through reinforcing bars of shear cracks in beams without stirrups.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es un material poroso y de carácter pétreo compuesto principalmente por áridos, cemento y agua, siendo su estructura interna completamente diferente a la de otros materiales utilizados en ingeniería. Particularmente el tamaño máximo de árido, normalmente entre 10 y 25mm, provoca que las zonas donde se nuclean y se desarrollan los procesos de fisuración sean comparables con las dimensiones del elemento estructural [3]. De hecho, el hormigón es un material cuasi-frágil cuyo su comportamiento en fractura no es descrito correctamente por las teorías clásicas de resistencia de materiales. Esta característica ha propiciado que en los últimos años se haya producido un fuerte impulso de la investigación sobre hormigón y demás materiales de origen pétreo (cerámicas, rocas…) [3, 15, 17, 25].

En la mayoría de las aplicaciones estructurales el hormigón necesita ser reforzado debido a que su resistencia a tracción es aproximadamente la décima parte de la resistencia a compresión [25]. La presencia de este refuerzo que normalmente está realizado con barras de acero, dificulta la iniciación y el progreso de las fisuras, controlando la apertura y la

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

propagación de éstas [22]. Como resultado, el tipo de fallo y la capacidad portante de un elemento de hormigón armado depende fuertemente de la cuantía y localización del armado y/o refuerzo [19].

Los elementos de hormigón armado desarrollan siempre diferentes procesos de fisuración antes de que se produzca el fallo [6]. Por ejemplo en un elemento sometido a flexión en tres puntos, tal y como se muestra en la Figura 1a, las primeras fisuras aparecen en la zona de máximo momento flector, donde el valor de la tensión de tracción supera la resistencia del hormigón. Para cuantías bajas de armado únicamente progresa una fisura. Durante la localización de esta fisura se alcanza un máximo en la carga resistida, denominado en tecnología de estructuras "carga de fisuración". Tras alcanzarse este máximo se produce un brusco descenso en la carga resistida, tal y como se puede ver en la curva carga-desplazamiento adjunta a la Figura 1a. Dependiendo de las condiciones adherentes entre el hormigón y el acero, la tracción resistida por el hormigón es transferida a las barras de armado hasta alcanzar la carga última. La viga falla por la plastificación y posterior rotura del acero (fallo por flexión). Este tipo de fallo y su relación con la carga de fisuración ha sido ampliamente estudiado, ya que los elementos débilmente armados son estructuras frágiles susceptibles de ser analizadas mediante la aplicación de teorías basadas en la Mecánica de la Fractura [9].

Si aumentamos la cuantía de armado, durante el proceso de carga aparecen nuevas fisuras cada vez más alejadas del centro de vano, tal y como se muestra en la Figura 1b. Estas fisuras tienen un inicio similar a las fisuras de flexión, perpendicular al eje de la viga. Las fisuras progresan aproximadamente de forma perpendicular a las tensiones principales de tracción, dando lugar a un mapa de fisuración como el mostrado en la Figura 1b. Al encontrarse éstas en zonas donde el esfuerzo cortante no es nulo, el fondo de fisura se encuentra sometido a tensiones normales y tangenciales. Este tipo de fisuras son denominadas de cortante o en modo mixto. La generación de cada una de estas fisuras provoca un máximo relativo en la curva carga-desplazamiento, como apreciamos en la Figura 1b. Al alcanzar un cierto nivel de carga, una de las fisuras de cortante se propaga atravesando la cabeza comprimida y ocasionando el colapso del elemento. Este tipo de fallo se denomina fallo por "tracción diagonal" [12].

La propagación de fisuras de cortante o en modo mixto en elementos de hormigón en masa ha sido extensamente estudiada [25]. Por el contrario, en hormigón armado los estudios no son tan numerosos y en la mayoría de los casos están enfocados a la obtención de la carga máxima y no al estudio del proceso de fisuración en si. En estos estudios, generalmente, los ensayos se realizan con vigas sensiblemente armadas, de tal forma que se produce una alta densidad de fisuras en el momento del fallo. Este hecho dificulta, en nuestra opinión, el estudio del proceso de fractura y su relación con el fallo del elemento. No obstante, se han realizado estudios experimentales muy interesantes para analizar tanto el efecto del tamaño en la rotura por tracción diagonal como la causa de este fallo. Ejemplos de éstos son los realizados por Bažant y Kazemi [2], y por Kim y White [14, 13].

El presente artículo muestra los resultados de un programa experimental con el objeto de estudiar la propagación de fisuras en modo mixto, es decir, en presencia de tensiones normales y tangenciales en elementos de hormigón armado sin cercos. Específicamente, el programa ha sido diseñado para investigar la influencia del tamaño del elemento y de la cuantía de armado. Esta investigación es continuación de anteriores estudios realizados para analizar la formación y propagación de fisuras de flexión (modo I) en elementos de hormigón armado [6, 7, 23, 24]. Con este trabajo pretendemos completar un análisis experimental sobre los diferentes tipos de fisuras que pueden aparecer en los elementos de hormigón armado y su relación con el tipo de fallo.

El artículo está estructurado en 6 Secciones. En la Sección 2 presentamos el planteamiento de la campaña experimental realizada y la geometría de los elementos ensayados. Los resultados de la caracterización de los materiales utilizados en la fabricación de las vigas se exponen en la Sección 3. En la Sección 4 presentamos los resultados más relevantes. Un modelo analítico para estudiar el efecto del tamaño y de la cuantía de armado en la carga es presentado en la Sección 5. Por último en la Sección 6 mostramos las conclusiones del estudio realizado.

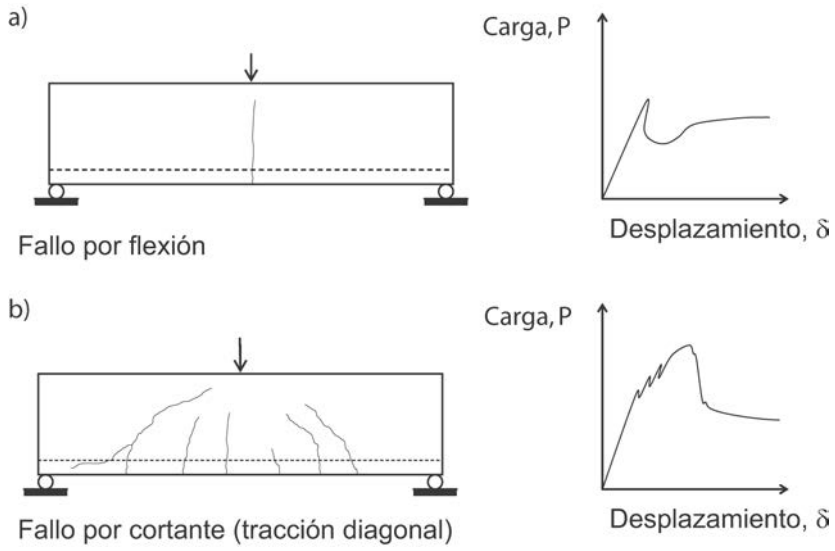


Figura 1. Modos de fallo en elementos de hormigón armado: (a) fallo por flexión; (b) fallo por cortante (tracción diagonal).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

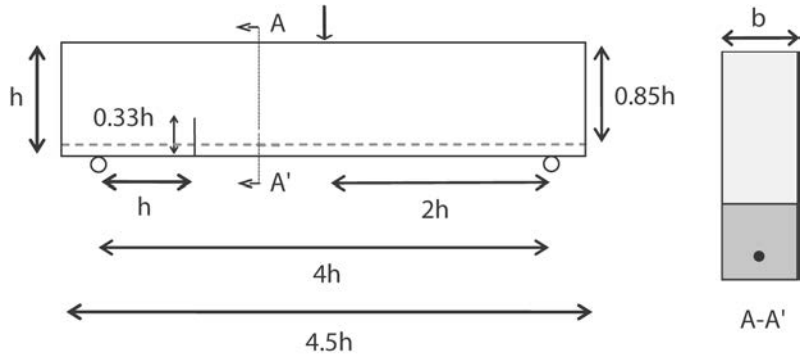


Figura 2. Geometría de los elementos ensayados.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

La campaña de ensayos fue planteada para estudiar la propagación de fisuras de cortante en elementos de hormigón armado, observando la influencia del tamaño del elemento y de la cuantía de armado. La geometría seleccionada para realizar los ensayos es una viga con una entalla asimétrica situada a un canto del apoyo, véase la Figura 2. Esta geometría fue utilizada para el estudio de la propagación de fisuras en modo mixto en hormigón en masa por los Profesores Jenq y Shah [11]. La entalla representa a una fisura que ya ha atravesado el armado y cuyo proceso de iniciación, predominantemente en modo I, ya ha ocurrido. A partir de la entalla la fisura progresará en condiciones de modo mixto es decir en presencia de tensiones normales y tangenciales.

La armadura dispuesta en la parte traccionada modifica la trayectoria de las fisuras y el mecanismo global de respuesta del elemento. La presencia de la entalla y el uso de cuantías de armado bajas evitan la aparición de numerosas fisuras, lo cual facilita el estudio de los procesos de fractura y su relación con el fallo del elemento. En general, se ha obtenido la propagación de una única fisura con inicio en la entalla. No obstante, en las configuraciones de armado con las cuantías más altas ensayadas han aparecido fisuras de flexión en zonas cercanas al centro de vano.

La campaña experimental fue planteada de tal forma que el comportamiento de las vigas ensayadas fuera comparable el de vigas de tamaño ordinario y al mismo tiempo la mayor de las vigas tuviera un tamaño tal que su manipulación en el laboratorio fuera razonablemente sencilla. Como parámetro de comparación entre las vigas ensayadas y las vigas de tamaño ordinario adoptamos el denominado número de fragilidad de Hillerborg [3], β_H, el cual se define como el cociente entre el tamaño del elemento, representado en este caso por el canto h, y la longitud característica del material, l_{ch} [20].

$$\beta_H = \frac{h}{l_{ch}}, \text{ donde } l_{ch} = \frac{E_c G_F}{f_t^2} \qquad (1)$$

E_c es el módulo de elasticidad del hormigón, G_F es la energía de fractura y f_t es la resistencia a tracción. Dos elementos con un valor similar de β_H presentan un comportamiento similar en fractura. En nuestra experimentación, la longitud característica del hormigón utilizado es aproximadamente de 90 mm. Para un hormigón ordinario esta longitud característica tiene un valor de unos 300 mm, de modo que una viga de medio metro de canto estaría representada en nuestra investigación por una viga de tamaño aproximadamente de 150 mm. El uso de este tipo de vigas, de tamaño reducido, posibilita un mayor control tanto de la fabricación como del ensayo de las mismas, reduciendo la dispersión de resultados y posibilitando la realización de extensas campañas experimentales.

Para analizar el efecto de tamaño y el de la cuantía de armado hemos realizado vigas de tres tamaños diferentes, h=75 mm, 150 mm, y 300 mm con diferentes cuantías de armado longitudinal. El ancho de las vigas, b, se ha mantenido constante y es igual a 50 mm. Cada una de las vigas ensayadas se identifica por medio de una letra S, M, o L dependiendo del tamaño de la viga, h=75 mm, 150 mm y 300 mm respectivamente. Esta letra va seguida de un número que indica el número de barras longitudinales. Por ejemplo, la denominación M2 nos indica una viga de canto 150 mm, armada con dos barras longitudinales.

Las vigas de hormigón armado fueron ensayadas a flexión en tres puntos midiéndose el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga, δ, y el valor de ésta, P. Las vigas fueron dispuestas sobre unos apoyos antitorsión con el fin de evitar la aparición de esfuerzos parásitos que pudieran falsear los resultados obtenidos. Se colocó un extensómetro de pinza en los labios de la entalla centrado en el ancho de la viga con el fin de medir la apertura de la entalla, w. Los ensayos se han realizado controlando la velocidad del desplazamiento vertical del punto de aplicación de la carga. El proceso de fractura se ha producido en unas condiciones quasiestáticas debido a la baja velocidad del desplazamiento del pistón con la que se realizo el control de los ensayos. La carga máxima se alcanzó aproximadamente a los 60 minutos de comenzar el ensayo y la duración total de cada uno de ellos fue, aproximadamente, de unos 120-140 minutos. En total se ensayaron 12 tipos de vigas y siempre como mínimo dos vigas de cada tipo.

3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Complementariamente a la campaña experimental hemos realizado una completa caracterización de los materiales utilizados en la elaboración de las vigas. En el caso del hormigón fueron medidas la resistencia a compresión, f_c, la resistencia a tracción, f_t, el módulo de elasticidad, E_c, y la energía de frac-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 1. Característica mecánicas del micro-hormigón

	f_c (a) MPa	f_t (b) MPa	E_c GPa	G_F N/m	l_{ch} mm
Media	36.3	3.8	28.3	43.4	86.8
Desv. Est.	1.9	0.3	2.7	5.8	–

(a) Probeta cilíndrica, ensayo a compresión
(b) Probeta cilíndrica, ensayo brasileño

tura del hormigón, G_F. Las características mecánicas del acero así como la adherencia entre hormigón y acero también han sido medidas. Nos gustaría destacar que todas las propiedades mencionadas han sido medidas mediante ensayos independientes, realizados en la mayoría de los casos de acuerdo con Normativas vigentes. La totalidad de los ensayos tanto para determinar las propiedades de los materiales así como los ensayos de las vigas han sido realizados en el laboratorio de Materiales y Estructuras de la ETS de Ingenieros de Caminos, C. y P. de la Universidad de Castilla-La Mancha. Los detalles de la caracterización de cada uno de los materiales son presentados en las siguientes secciones.

3.1. Micro-hormigón

Se ha utilizado un micro-hormigón con un tamaño máximo de árido de 5 mm. La granulometría se ha determinada de tal forma que cumple los requisitos expuestos en la norma ASTM C33. El tipo de cemento utilizado ha sido Portland con una adición de puzolana (ASTM II/A). Todo el cemento ha sido tomado del mismo depósito y guardado en un sitio seco hasta su uso. Las proporciones de la mezcla finalmente utilizada en peso fueron 3.2:0.45:1 (áridos : agua : cemento). Siempre hemos seguido un control estricto de todo el proceso de fabricación de las probetas, minimizando las inevitables desviaciones de los resultados. Las vigas fueron fabricadas en 5 amasadas. En la Tabla 1 exponemos los resultados obtenidos en la caracterización del micro-hormigón.

Hemos realizado 3 ensayos a compresión y de obtención del módulo de elasticidad por cada amasada, de acuerdo con las especificaciones de la ASTM C 39-01 y de C 469-94 respectivamente usando probetas cilíndricas de 75 x 150 mm (diámetro x altura). Para determinar la resistencia a tracción del hormigón, fueron realizados 3 ensayos de tracción indirecta (brasileños) por amasada, siguiendo las recomendaciones de la Norma ASTM C 496-96, también sobre cilindros de 75 x 100 mm. Para medir la energía de fractura del hormigón se realizaron 4 ensayos a flexión en tres puntos sobre probetas de hormigón en masa entalladas, por cada amasada. Las probetas ensayadas tenían un canto de 75 mm, un ancho de 50 mm y la distancia entre apoyos fue de 300 mm. El método utilizado es el recomendado por Elices, Planas y Guinea [3]. Los resultados de los ensayos de caracterización se muestran en la Tabla 1

3.2. Acero

Teniendo en cuenta las dimensiones de las vigas empleadas y para obtener las cuantías de acero deseadas, hemos usado barras con un diámetro inferior a los nominales de barras de acero convencionales para hormigón en construcción. La armadura dispuesta está formada por barras roscadas de 2.5 mm de diámetro nominal. La fabricación de estas barras se lleva a cabo a partir de barras lisas galvanizadas a las que se les realiza un roscado típico de tortillería, este roscado aumenta la adherencia de la barra con el hormigón. En la Tabla 2 indicamos las propiedades medidas para el acero de las barras roscadas.

Tabla 2. Características mecánicas del acero

E_s MPa	$f_{y,0.2\%}$ MPa	f_u MPa	e_u %
174	563	632	4.6

La deformación de rotura en las barras roscadas es sensiblemente inferior a la que se esperaría si fueran lisas debido a los defectos producidos en el material por el proceso de realización del roscado. Estos defectos hacen que el daño se localice más rápidamente, produciéndose la rotura con una deformación inferior a la que tiene una barra lisa. El modulo de elasticidad está referido a la sección nominal adoptada 2.5 mm (diámetro incluyendo roscas), por ello el valor obtenido a partir directamente de los ensayos de tracción es aparentemente inferior al que obtendría en una barra sin roscas donde el diámetro nominal coincide con el de la sección. El roscado disminuye el área efectivo de la sección.

3.3 Adherencia hormigón-acero

Para determinar las características adherentes entre el hormigón y el acero hemos realizado una serie de ensayos de arrancamiento (pull-out). Los ensayos fueron realizados sobre probetas prismáticas de hormigón de 50 x 50 x 75 mm con una barra embebida en su eje longitudinal, véase la Figura 3a. La longitud adherente fue limitada a 25 mm para conseguir una distribución constante de la tensión rasante [16]. El desplazamiento relativo entre hormigón y acero fue medido en la parte inferior de la probeta para evitar la componente elástica de la deformación. El ensayo fue realizado a una velocidad constante de desplazamiento igual a 2µm/s. En la Figura 3b mostramos las curvas tensión rasante frente a desplazamiento relativo entre hormigón y acero obtenidas en los ensayos realizados. La tensión de adherencia máxima para la intercara hormigón-acero se en cuentra entre 5 y 8 MPa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

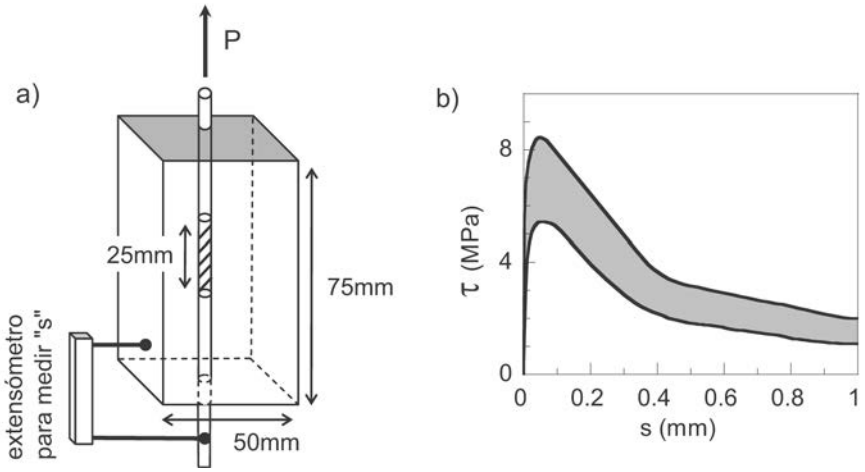


Figura 3. Ensayo de arrancamiento: (a) geometría de la probeta; (b) límites máximo y mínimo en las curvas tensión rasante-desplazamiento relativo.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La Figura 4 muestra las curvas *P-δ* y *P-w* obtenidas en los ensayos realizados. Se incluyen también, como caso límite, las vigas que no contienen armado alguno. Los resultados muestran la precisión con la que se han llevado a cabo los ensayos mostrándose una baja dispersión entre las curvas obtenidas para cada tipo de probeta ensayada. Para facilitar la comparación entre las curvas *P-δ* correspondientes al mismo tipo de vigas, la pendiente inicial es corregida al valor teórico de la rigidez de la geometría ensayada suponiendo un cálculo elástico lineal. Esta corrección es realizada debido a la sensi-

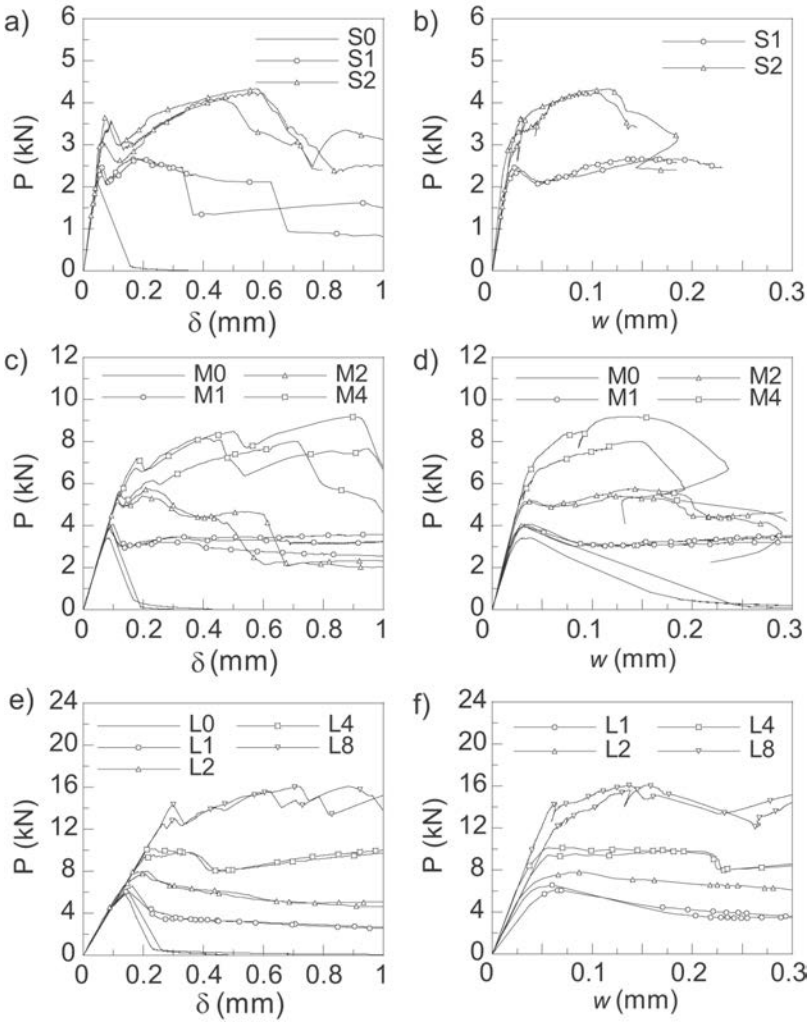


Figura 4. Resultados experimentales en vigas armadas: (a) curvas P-δ de vigas de 75 mm de canto; (b) curvas P-w de vigas de 75 mm de canto; (c) curvas P-δ de vigas de 150 mm de canto; (d) curvas P- w de vigas de 150 mm decanto; (e) curvas P-δ de vigas de 300 mm de canto; (f) curvas P- w de vigas de 300 mm de canto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

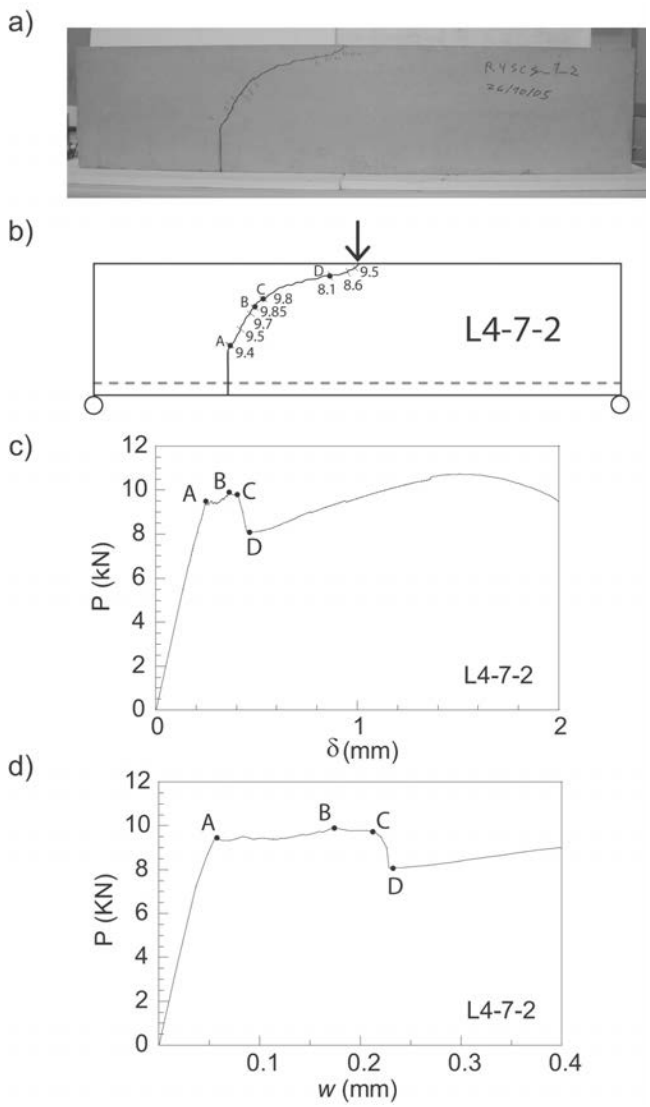


Figura 5. Proceso de propagación para la viga L4:
(a) fotografía; (b) trayectoria de la fisura (los números indican la carga en kN) ;(c) curva P-δ; (d) curva P-w.

bilidad que muestra la pendiente inicial de las curvas *P-δ* a la carga puntual aplicada y a las reacciones en los apoyos [26]. Indicamos que es normal que dos vigas similares tengan una pendiente inicial diferente en la curva *P-δ* aun cuando se han ensayado en condiciones idénticas.

El proceso de fisuración puede ser explicado con la ayuda de las Figuras 5 y 6. En ellas se muestra la evolución de la propagación de la fisura relacionándola con las curvas *P-δ* y *P-w*. En la Figura 5 mostramos los resultados obtenidos para una de las vigas L4, recordamos que este tipo de viga tiene un canto de 300 mm y estaba armada con 4 barras (ρ=0.13%). En la Figura 5a mostramos una fotografía de la probeta ensayada. La trayectoria de la fisura se muestra digitalizada en la Figura 5b. Las marcas y los números que se indican en la Figura 5b identifican puntos en las curvas *P-δ* y *P-w* (Figuras 5c y 5d) y la carga en kN que soportaba la viga cuando la fisura alcanzaba la posición marcada.

El comportamiento en la primera fase de la carga es prácticamente lineal hasta alcanzar el punto A. En ese momento se localiza el daño en la entalla y comienza a propagarse la fisura. Comienza entonces una fase de propagación estable, es decir, cada incremento en la longitud de la fisura está asociado a un incremento en el desplazamiento bajo el punto de carga, *δ*, y a un aumento en la apertura del extensómetro sito en la entalla, *P-w*. En este caso, la propagación de la fisura no implica un aumento de la carga porque el acero se encuentra plastificado en el momento en el que se localiza el daño.

En el momento en que la fisura alcanza el punto C cambia el tipo de propagación. A partir de entonces la fisura crece rápidamente sin que ni el desplazamiento, *δ*, ni apertura de fisura, *w*, estén asociados a dicho crecimiento. De hecho, la longitud de la fisura entre A y C es aproximadamente igual a la del tramo entre C y D aunque los incrementos en los valores de *δ* y de *w* entre A y C son mucho mayores que los que se producen entre C y D. Este cambio en la naturaleza de la propagación también influye en la trayectoria de la misma, cambiando la inclinación de la misma a partir del punto C, véase la Figura 5b. El comportamiento anteriormente descrito es coincidente con el descrito como fallo por tracción diagonal observado en vigas únicamente armadas longitudinalmente (sin cercos). Al alcanzar el punto D la fisura frena su proceso propagación debido a que ha alcanzado una zona próxima al punto de aplicación de la carga, formándose una rótula

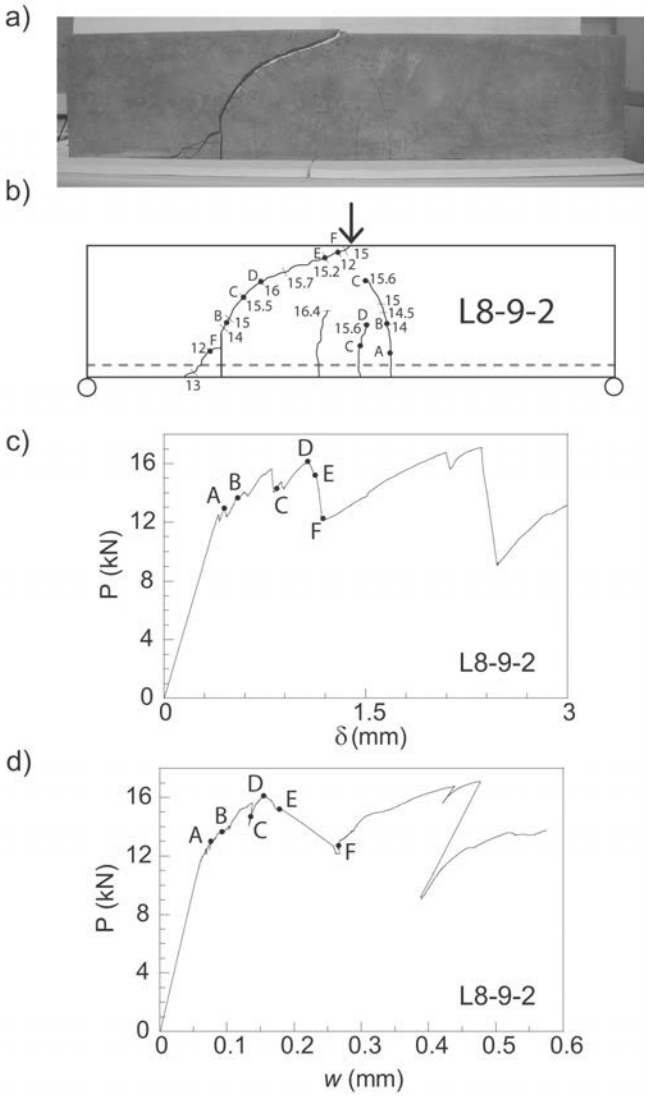


Figura 6. Proceso de propagación para la viga L80:
(a) fotografía; (b) trayectoria de la fisura (los números indican la carga en kN) ;(c) curva P-δ; (d) curva P-w.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

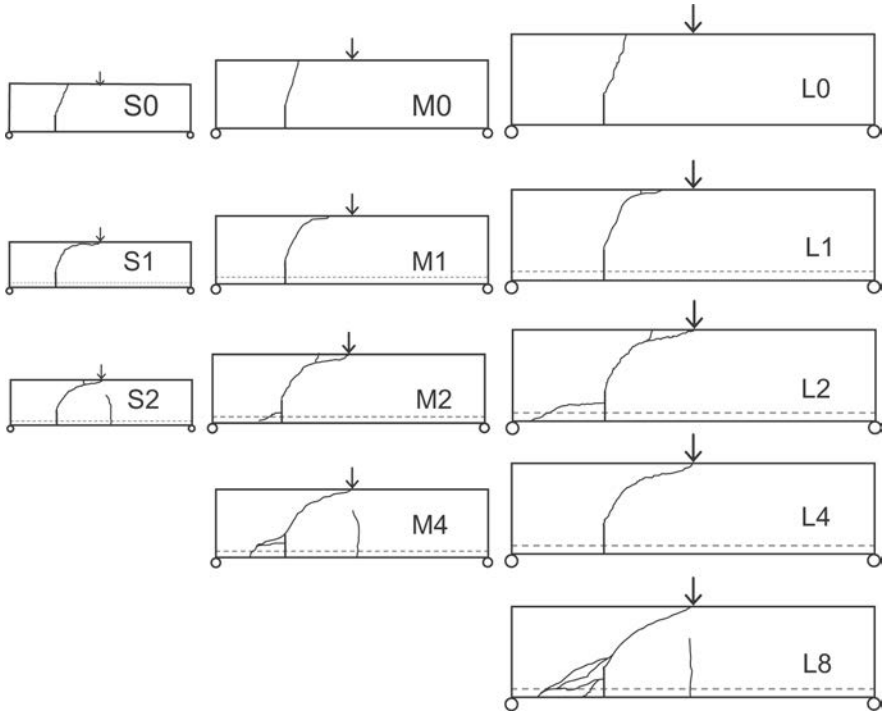


Figura 7. Trayectorias de las fisuras.

en este punto y estabilizándose la carga. El mecanismo resistente cambia cuando se produce el progreso de la fisura entre C y D, pasando la parte de cortante que era soportada por la cabeza comprimida a las barras de armado que la resisten mediante un efecto pasador a través de la entalla.

La Figura 6 muestra otros aspectos en la propagación de las fisuras de cortante. En este caso los resultados mostrados corresponden a una viga tipo del L8, es decir una viga de 300 mm de canto armada con 8 barras longitudinales (ρ=0.26%). El aumento en la cuantía de armado provoca un aumento en la carga necesaria para que se localice el daño y comience la propagación de la fisura en la entalla. Por esta razón observamos inicialmente el progreso de una fisura en el centro del vano, punto A. Posteriormente se localiza el daño en la entalla, punto B, y comienza el crecimiento de la fisura de la entalla conjuntamente con las fisuras que se formaron en el centro de vano. Al igual que en el caso anterior, en esta fase las fisuras crecen de forma asociada a los desplazamientos medidos hasta que se alcanza el punto D. A partir de ese momento la fisura que progresaba desde la entalla cambia su naturaleza de propagación y atraviesa la cabeza comprimida provocando el fallo del elemento (tramo entre D y E). Durante esta fase de la propagación, igual que en el caso anterior, se produce un cambio en la forma en que es soportada la carga por el elemento, pasando la carga que era resistida mediante un mecanismo de flexión por el conjunto cabeza comprimida-armadura a ser resistida principalmente mediante un mecanismo basado en el efecto pasador de la armadura que atraviesa la entalla. En la viga L8 aparece una fisura longitudinal a la altura del armado, debido a que la carga transferida a la barra durante el progreso de la fisura rompe el recubrimiento. El salto en la carga entre el punto E y el punto F indica la apertura de esta fisura longitudinal. La secuencia de fallo descrita está típicamente asociada al fallo por tracción diagonal. Hemos observado que este tipo de fallo se produce tras un proceso de fisuración, cuando una fisura de cortante ha descrito una cierta trayectoria y el armado longitudinal es incapaz de controlar el progreso de esa fisura. En ambos casos observamos que el cambio en la naturaleza de la propagación se produce cuando la fisura alcanza un punto cercano a la línea que une el punto de carga con el apoyo y la trayectoria del frente de avance de la fisura es aproximadamente paralela a esta línea.

En la Figura 7 mostramos los mapas de fisuración obtenidos en las vigas ensayadas. Para facilitar la comparación entre los diferentes mapas de fisuración la relación entre escalas de las vigas representadas en la Figura 7 (1 : 1.5 : 2) es diferente a la de las vigas ensayadas (1 : 2 : 4). Las trayectorias de las fisuras son sensibles al incremento de armado longitudinal o de flexión, aunque el ángulo con el que se inician las fisuras prácticamente se mantiene constante e independiente de la cuantía de armado. Los mapas de fisuración en elementos escalados entre si, por ejemplo S1, M2 y L4 o S2, M4 y L8 son similares, no obstante observamos como la fisura cambia ligeramente su inclinación en la parte final al aumentar el tamaño del elemento.

La influencia de la cuantía de armado en la carga de localización del daño en la entalla o carga de fisuración es mostrada en la Figuras. 8a y 8b. En ellas se representa en abscisas la cuantía de armado, ρ, y en ordenadas la carga para la que se localiza el daño en la entalla, P_c, de forma adimensionalizada. La geometría entallada que hemos utilizado en la campaña experimental provoca que las barras de acero colaboren desde el comienzo del ensayo. Este efecto da lugar a una hiper-resistencia en la carga resistida por las vigas en el momento en el que se localiza el daño en la entalla, asociada a la cuantía de armado. El ajuste lineal mostrado en las Figuras 8a y 8b representa de forma bastante aproximada la tendencia experimental observada, siendo el coeficiente de correlación de Pearson, R, próximo a la unidad. El efecto de tamaño en los ensayos realizados es mostrado en las Figuras 8c y 8d. En la Figura 8c

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

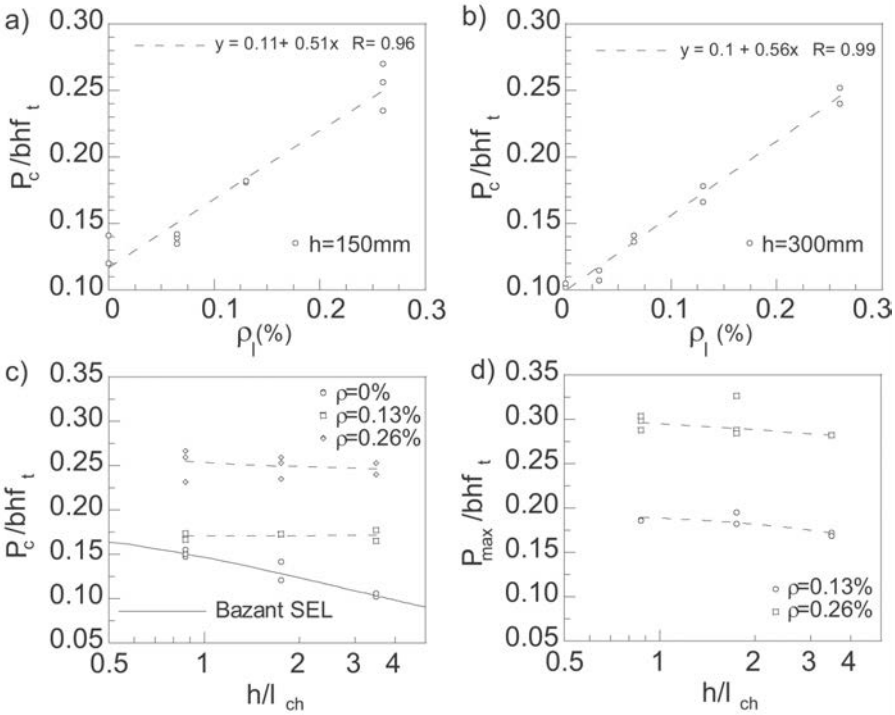


Figura 8. Influencia de la cuantía de armado en la carga de fisuración para vigas de 150 mm de canto; (b) Influencia de la cuantía de armado en la carga de fisuración para vigas de 300 mm de canto;(c) Influencia del tamaño en la carga de fisuración; (d) Influencia del tamaño en la carga máxima, P_{max}.

representamos la carga a la que se produce la localización del daño en la entalla (carga de fisuración), frente al tamaño del elemento, ambos de forma adimensionalizada. Incluimos los resultados para vigas sin ningún tipo de armado. Estos elementos sin armado al encontrarse entallados son susceptibles de ser analizados con la ley de efecto de escala propuesta por el Prof. Bažant [1], la cual mostramos con una línea continua para los resultados obtenidos en la Figura 8c. La ley de efecto de escala es definida como:

$$\frac{P_c}{bhf_t} = \frac{B_0}{\sqrt{1+\frac{\beta_H}{\beta_0}}}; \quad \begin{pmatrix} B_0 = 01\ 9 \\ \beta_0 = 14\ 5 \end{pmatrix} \tag{2}$$

Donde B_0 y β_0 son dos constantes adimensionales independientes del tamaño del elemento. Estas constantes son determinadas a partir de los resultados experimentales de las vigas sin ningún tipo de armado. El efecto de escala observado en vigas armadas es más suave que en las vigas sin armadura. La carga de fisuración en las vigas armadas no parece tender hacia una resistencia nula al aumentar el tamaño, sino hacia una resistencia residual, función de la cuantía de armado. Esta misma tendencia es observada en la Figura 8d donde representamos la carga para la que se detectó el cambio de naturaleza en la propagación (carga de fallo) frente al tamaño de forma similar al expuesto en la Figura 8c. Para facilitar las comparaciones hemos dibujado en discontinua unas líneas de interpolación.

5. MODELADO DE LA HIPER-RESISTENCIA Y DEL EFECTO DE ESCALA

En la sección anterior hemos observado la existencia de un aumento en la resistencia durante el proceso de carga asociado a la cuantía de armado. De acuerdo con [22], la carga durante un proceso de fractura en un elemento de hormigón armado es función de la geometría del elemento, de las condiciones de contorno y de las propiedades de los materiales, incluyendo la adherencia hormigón-acero. En nuestra investigación hemos mantenido todos estos parámetros constantes con la excepción de la cuantía de armado y del tamaño del elemento.

Para determinar de forma sencilla una expresión que permita evaluar la influencia del armado en la carga durante el proceso de fractura, vamos descomponer la tensión nominal que resiste el elemento, $\sigma_N = P/Area$, en dos términos. El primero representará la capacidad resistente del hormigón, σ_c, y el segundo la hiper-resistencia debida a la presencia del armado, σ_Δ. Así pues podemos escribir:

$$\sigma_N = \sigma_C + \sigma_\Delta \tag{3}$$

La capacidad del hormigón se puede representar de acuerdo con expresiones basadas en la mecánica de fractura elástica lineal. La aplicación de esta teoría al estudio de la carga máxima fue propuesta por Reinhardt [21]. Debemos enfatizar que ésta es una hipótesis para captar una tendencia experimental observada y que la respuesta del hormigón puede ser modelada a través de otras expresiones, como por ejemplo la ley universal de efecto de escala propuesta por el Prof. Bažant [1] o las expresiones propuestas por Hillerborg y Gustaffson [10] entre otras. La resistencia adicional debida a la presencia del acero es representada a través de una relación lineal entre la hiper-resistencia, σ_Δ y la cuantía de armado de acuerdo con las observaciones experimentales, véanse las Figuras 8a y 8b. La tensión nominal durante el proceso de fisuración queda representada de la siguiente forma:

$$\sigma_N = \sigma_C + \sigma_\Delta = K_0 \beta_H^{-1/2} f_t + K_\Delta \rho f_y \tag{4}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

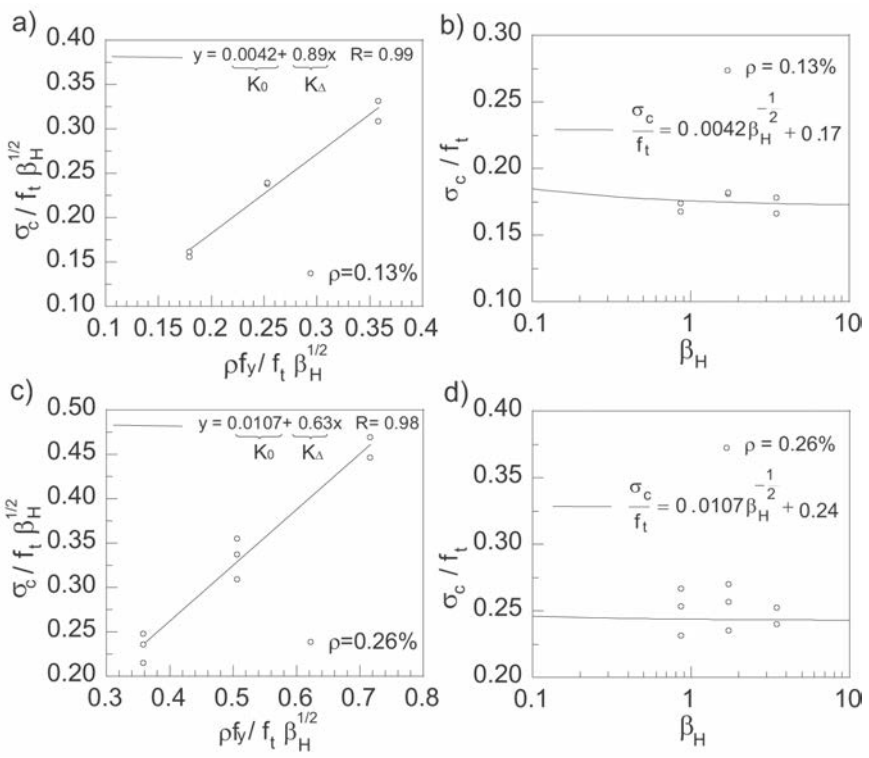


Figura 9. Efecto de tamaño en la carga de fisuración: (a) resultados de la regresión para calibrar K_0 y K_Δ, ρ=0.13%; (b) Efecto de tamaño en la carga de fisuración (localización de daño en la entalla), ρ=0.13%; (c) resultados de la regresión para calibrar K_0 y K_Δ, ρ=0.26%; (d) Efecto de tamaño en la carga de fisuración, ρ=0.26%.

donde K_0 y K_Δ son unas constantes empíricas adimensionales, independientes del tamaño del elemento. La aplicación de la Ecuación (4) requiere, además de que los elementos estén geométricamente escalados entre sí, que los mapas de fisuración sean similares. En nuestra campaña experimental los mapas de fisuración obtenidos pueden considerarse prácticamente similares. Los coeficientes K_0 y K_Δ son determinados a partir de los resultados experimentales. Para obtener estos coefi-

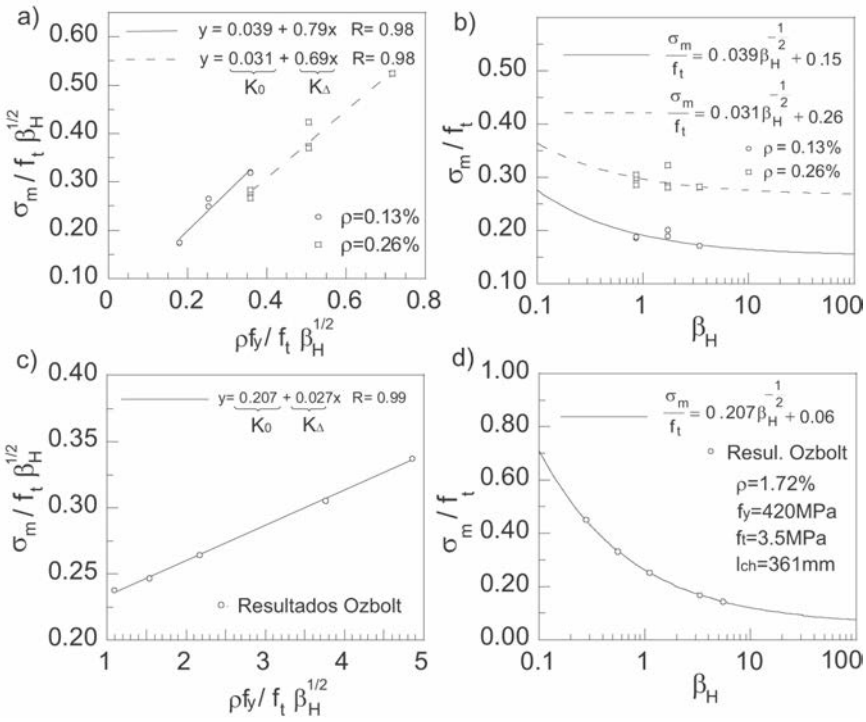


Figura 10. Efecto de tamaño en la carga máxima: (a) resultados de la regresión para calibrar K_0 y K_Δ, ρ=0.13% y ρ =0.26% ; (b) efecto de tamaño en la carga máxima;(c) resultados de la regresión para calibrar K_0 y K_Δ para los resultados obtenidos por Ožbolt y Eligehausen [18]; (d) efecto de tamaño en los resultados obtenidos por Ožbolt y Eligehausen [18].

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

cientes de forma gráfica la Ecuación 4 se linealiza y a partir de los datos experimentales se realiza una regresión lineal obteniéndose el valor de las constantes K_0 y K_Δ. La metodología seguida es mostrada en la referencia [2].

En las Figuras 9a y 9c mostramos las regresiones realizadas para determinar las constantes K_0 y K_Δ para las cargas que provocan la localización del daño en la entalla. Tambien se muestra el valor del coeficiente de correlación de Pearson, R, obtenido. La ley obtenida es comparada con los resultados experimentales en la Figuras 9b y 9d. El efecto de tamaño tiende a desaparecer cuando h tiende a infinito, véanse las Figuras 9b y 9d. La tensión nominal converge a un valor diferente de cero y que es función de la cuantía de armado. El efecto de escala debido a la presencia de armado se atenúa frente al que tendían elementos sin armadura.

En elementos de hormigón armado, las fisuras tienen un efecto similar al de una entalla en la viga. Si consideramos que el fallo por tracción diagonal se produce después de un desarrollo del proceso de fisuración y no en su iniciación y que los mapas de fisuración en el momento del fallo son similares al variar el tamaño, la Ecuación 4 puede representar la carga máxima o carga de fallo por tracción diagonal. La utilización de la mecánica de fractura elástica lineal es considerada como suficientemente aproximada en este caso, debido a que el fallo por tracción diagonal es predominantemente frágil [4, 5].

La Figura 10a muestra la regresión lineal realizada para determinar las constantes K_0 y K_Δ para las cargas máximas (carga de fallo por tracción diagonal) en las vigas ensayadas. En la Figura 10b, la ley de efecto de tamaño obtenida se compara con los resultados experimentales. Observamos como la expresión propuesta capta la tendencia observada en los resultados experimentales. Para verificar la tendencia observada en la formulación teórica, hemos tomado los resultados obtenidos por Ožbolt y Eligehausen [18], debido al amplio rango que cubren, vigas desde 10 centímetros de canto a 2 metros y la precisión obtenida por su modelo para reproducir el fallo por tracción diagonal. Los resultados de la regresión son mostrados en la Figura 10c, y la ley de efecto de tamaño frente a los resultados es mostrada en la Figura 10d. El modelo propuesto capta la tendencia mostrada por los resultados. Todo ello muestra que a partir de esta formulación teórica basada en conceptos de mecánica de fractura y apoyada en observaciones experimentales, pueden establecerse expresiones para evaluar la capacidad frente a esfuerzo cortante (fallo por tracción diagonal) en elementos de hormigón armado sin cercos. No obstante, son necesarios análisis complementarios para evaluar la influencia de la adherencia y de la esbeltez del elemento en la formulación que proponemos.

6. CONCLUSIONES

Este artículo presenta los resultados de una reciente campaña experimental con el objetivo de estudiar la propagación de fisuras de cortante (modo mixto) en elementos de hormigón armado. Analizamos la influencia del tamaño del elemento y de diferentes disposiciones de armado en la respuesta en fractura. Los ensayos fueron diseñados de tal forma que se generaran unos mapas de fisuración muy sencillos con los que poder estudiar de forma aislada el proceso de propagación de las fisuras que se formaran, en contraposición con la mayoría de estudios disponibles en la bibliografía científica sobre el tema donde se suelen ensayar vigas en las que aparece una alta densidad de fisuras. Tres tamaños diferentes de vigas y diversas cuantías de armadura longitudinal (flexión) fueron dispuestas para realizar los ensayos. Todos los ensayos fueron realizados a flexión en tres puntos.

Los ensayos han mostrado que la carga de localización de daño en la entalla durante el proceso de fisuración y la trayectoria de la fisura son muy sensibles al aumento de la cuantía de armado. Por otra parte el efecto de tamaño para la carga de localización del daño y para la carga de fallo se atenúa respecto al que existiría sino se dispusieran armaduras. En todos los casos las vigas siempre han fallado por el progreso de una fisura que va desde el fondo de la entalla al punto de aplicación de la carga. Hemos observado un cambio en la naturaleza de la propagación de la fisura durante su progreso en el momento en que la fisura alcanza una posición cercana a la línea que une el punto de aplicación de carga con el soporte, y el frente de la fisura se posiciona aproximadamente paralelo a la línea anteriormente descrita. La fisura pasa de tener un crecimiento controlado por la armadura donde el desplazamiento vertical y la apertura de la fisura están asociados al progreso de la misma a crecer sin que el armado pueda controlar el crecimiento de la fisura. Durante este proceso la fisura atraviesa la parte superior de la viga y se provoca un cambio en el modo en que la carga es soportada. El mecanismo resistente del elemento cambia y suele producir un fallo frágil del elemento cuando se realiza de forma brusca. Este fenómeno de cambio en la naturaleza de la propagación de la fisura es similar al descrito en tecnología de estructuras de hormigón como fallo por tracción diagonal. El fallo del elemento se produce tras un proceso de fisuración, cuando una fisura de cortante ha descrito una cierta trayectoria y justo en el momento en el que el armado longitudinal es incapaz de controlar el progreso de la fisura de cortante.

El efecto de tamaño y la influencia de la cuantía de armado son descritos con un modelo sencillo, que surge como aplicación directa de conceptos de la mecánica de la fractura combinados con las observaciones experimentales realizadas. El modelo se basa en sumar a la capacidad portante del hormigón una componente adicional debida al refuerzo. Este modelo puede ser usado como base para establecer formulaciones para evaluar la carga de fallo por tracción diagonal.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Ministerio de Educación y Ciencia por la financiación recibida a través del proyecto MAT2003-00843 y al Ministerio de Fomento por el proyecto BOE 305/2003.

REFERENCIAS

[1] Z. P. Bažant, Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, 110:518–535, 1984.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

[2] Z. P. Bažant, and M. P. Kazemi, Size effect in diagonal shear failure. *ACI Structural Journal*, 88(3):268–276, 1991.

[3] Z. P. Bažant, and J. Planas, *Fracture Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press, Boca Raton. 1998.

[4] Z. P. Bažant, and Q. Yu. Designing againts size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I formulation, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 131(12):1877–1885, 2006.

[5] Z. P. Bažant, and Q. Yu. Designing againts size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: II Verification, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 131(12):1886–1897, 2006.

[6] J. R. Carmona. *Study of Cracking Processes in Reinforced Concrete Elements*, Ph. D. Thesis, Universidad de Castilla-La Mancha, 2006.

[7] J. R. Carmona, and G. Ruiz, Influencia de la forma de la sección y la distribución de las barras en la fractura de vigas de hormigón débilmente armadas con barras adherentes. *Anales de Mecánica de la Fractura*, 22:146–151, 2005.

[8] J. R. Carmona, G. Ruiz and J. R. del Viso, Mixed-mode crack propagation through reinforced concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, En imprenta, 2007. Publicado On line (doi:10.1016/j.engfracmech.2007.01.004)

[9] A. Carpinteri, Ed. *Minimum Reinforcement in Concrete Members*, ESIS Publication (24), Elsevier, London, 1999.

[10] A. Hillerborg and P. J. Gustaffson, Sensitivity in shear strength of longitudinally reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, 85(3):2286–2294, 1988.

[11] Y. S. Jenq and S. P. Shah, Mixed mode fracture of concrete. *International Journal of Fracture*, 38:123–142, 1988.

[12] B. L. Karihaloo. *Fracture Mechanics and Structural Concrete*, Longman, Scientific & Tecnical, 1995.

[13] W. Kim, and R. N. White, Hypothesis for localized horizontal shearing failure mechanism of slender RC beams. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 125(10): 1126–1135, 1999.

[14] W. Kim, and R. N. White, Shear-critical cracking in slender reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, 96(5):757–765, 1999.

[15] V. C. Li, C. K. Y. Leung, K. J. Willam and S. L. Billintong, Eds. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Ia-FraMCoS publictions, 2004.

[16] A. Losberg and P. A. Olsson. Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars, *ACI Structural Journal*, 76(1):5–17, 1979.

[17] G. Meschke, R. de Borst, H. Mang and N. Bicanic, Eds. *Computational Modelling of Concrete Structures*, Balkema, Proceedings of EURO-C, 2006.

[18] J. Ožbolt, and R. Eligehausen. Size effects in concrete and RC structures - diagonal shear and bending. In *CEB Bulletin d'Information 137 - Concrete Tension and Size Effects*, CEB, pp. 105-145, Lausanne, Switzerland, 1997. 2006.

[19] R. Park and T. Paulay. *Reinforced Concrete Structures*, Wiley, New York, 1975.

[20] P. E. Petersson, *Crack Growth and Development of Fracture Zone in Plain Concrete and Similar Materials*. Report No. TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden. 1981.

[21] H. W. Reinhardt, Similtude of brittle fracture of structural concrete. In *Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*, (Delf, 1981), IASBE Colloquium pp. 117-130.

[22] G. Ruiz, Propagation of a cohesive crack crossing a reinforcement layer. *International Journal of Fracture*, 11:265–282, 2001.

[23] G. Ruiz, and J. R. Carmona, Experimental study on the influence of the shape of the cross-section and of the rebar arrangement on the fracture of lightly reinforced beams. *Materials and Structures*, 39,343–352, 2006.

[24] G. Ruiz, M. Elices, and J. Planas, Experimental study of fracture of lightly reinforced concrete beams. *Materials and Structures*, 31:683–691, 1998.

[25] S. P. Shah, S. E. Swartz, and C.Ouyang, *Fracture Mechanics of Concrete*. Wiley, New York. 1995.

[26] J. Planas, G. V. Guinea and M. Elices. Stiffness associated with quasi-concentrated loads. *Materials and Structures*, 27:311–318, 1992.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados

ache

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Comparación de los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8

A comparative study of the response reduction factors of the NCSE-02 code and the Eurocode-8

Alex H. Barbat
E.T.S. Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad Politécnica de Cataluña

Juan Carlos Vielma
Decanato de Ingeniería Civil, Barquimiseto, Venezuela
Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado

Sergio Oller
E.T.S. Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad Politécnica de Cataluña

RESUMEN

En los procedimientos de análisis y diseño sismorresistentes de estructuras se hace necesario introducir simplificaciones o aproximaciones que permitan estudiar la equivalencia entre el análisis elástico a partir del cual se efectúan los cálculos y el comportamiento elásto-plástico, que es el comportamiento real de las estructuras cuando son sometidas a las la acción de terremotos fuertes. Una de estas simplificaciones, consiste en proyectar las estructuras de manera que dispongan de una resistencia lateral inferior a la que resulta de un dimensionado al límite elástico, lo que se consigue aplicando cargas laterales calculadas a partir de los espectros de diseño, que son espectros elásticos, afectados por factores de reducción de respuesta, conocidos como factores R. En este artículo se realiza una revisión exhaustiva del estado del arte de los factores de reducción de respuesta, partiendo de su definición, pasando por su implementación en las normas de diseño sismorresistente, hasta llegar a las nuevas propuestas de racionalización de su aplicación. Para poder alcanzar una mejor comprensión del tema, se realiza una comparación entre la aplicación de los factores de reducción de respuesta propuestos en la norma sismorresistente española NCSE-02 y en el Eurocódigo 8.

ABSTRACT

In the procedures of seismic analysis and design of structures, it is necessary to introduce simplifications or approximations which allow achieving the equivalence between results of elastic analysis, on which are based the seismic codes, with results obtained considering the nonlinear, plastic, behavior of structures, which correspond to their real behavior when subjected to strong earthquake actions. One of these simplifications consists of designing the structures in such a way to assure a lateral strength lower than the elastic one. This lateral strength is obtained by applying calculated lateral loads using inelastic design spectra, obtained by dividing the elastic ones by response reduction factors, also known as R factors. In this study an exhaustive revision of the state-of-the-art of these response reduction factors is made, which starts from its original proposal, goes through its implementation into seismic design codes, until arriving to new proposals of application. Finally, in order to be able to reach a better understanding of the topic, a comparative study between the response reduction corresponding to the Spanish code NCSE-02 and to the Erocode-8 is made.

1. ANTECEDENTES

El concepto de factor de reducción de respuesta parte de la premisa de que un sistema estructural adecuadamente armado es capaz de soportar grandes deformaciones sin llegar a colapsar. Al aplicar en el proyecto de estructuras sismorresistentes factores de reducción mayores que la unidad, el proyectista acepta una simplificación importante, basado en la premisa que con herramientas de cálculo lineal se pueden obtener una cuantificación razonable de la respuesta real de una estructu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ra. Un segundo aspecto es que, si se acepta un comportamiento significativamente no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global importante en la estructura.

La adopción de los factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de diseño a partir de un cálculo elástico se ha realizado partiendo de los valores sugeridos inicialmente por Veletsos y Newmark [1], que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad estructural, de acuerdo con los rangos de períodos correspondientes al espectro de aceleraciones. Los valores adoptados obedecen a los criterios derivados de la comparación de los espectros elásticos e inelástico de respuesta, los cuales mostraban iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para las frecuencias bajas. Esto permitió plantear los valores para los factores de reducción de la Tabla 1.

Tabla 1. Valores del factor de reducción de respuesta propuestos por Newmark y Veletsos (1960).

$R = 1$	Para T=0
$R = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$	Para el rango de períodos bajos
$R = \mu$	Para el rango de períodos intermedios y largos

En esta tabla, R es el factor de reducción, μ es la ductilidad estructural y T su período. La ductilidad estructural se determina como la relación entre el desplome último, Δ_U, de un punto predeterminado, usualmente el nivel más elevado del edificio, y el desplome de plastificación idealizado de la estructura, Δ_Y, de un punto predeterminado, usualmente el nivel más elev, que se define como el desplome para el que aparece la primera rótula plástica

$$\mu = \frac{\Delta_U}{\Delta_Y} \tag{1}$$

El procedimiento se ha mantenido a lo largo de los años en las normas de diseño sismorresistente debido al buen comportamiento exhibido por las estructuras proyectadas con este método, que ha permitido mantener su integridad y preservado vidas al haber sido sometidas a sismos fuertes. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y del período estructural ha prevalecido en las normas de diseño, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado que aplicar dichos factores conduce a un proyecto poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los períodos intermedios y largos, Ordaz y Pérez-Rocha [2].

Al nivel normativo, los factores de reducción son considerados por primera vez de forma explícita en el articulado del Blue Book [3] en el cálculo del esfuerzo cortante mínimo considerado en el análisis de edificios, mediante la expresión:

$$V_b = C \cdot k \cdot W \tag{2}$$

En esta expresión, V_b es el cortante en la base mínimo, C es un factor a determinar que depende del período fundamental de la estructura, K es un factor de reducción que depende del tipo estructural considerado y cuyo valor es el inverso del factor de reducción de respuesta propiamente dicho y W es el peso sísmico total del edificio. Desde esta primera aproximación se realiza la recomendación de que los factores de reducción deberían ser aplicados de acuerdo con el juicio del proyectista, pero requiriendo profundizar en la determinación más precisa de los valores de éstos.

Posteriormente, el UBC [4] incluye el factor de zonificación Z en la expresión de cálculo del cortante mínimo de diseño, manteniendo el factor de reducción en el formato de K de la expresión anterior.

$$V_b = Z \cdot C \cdot K \cdot W \tag{3}$$

Los factores de reducción R, tal como se les conocen actualmente, son desarrollados en la publicación del ATC-3-06 [5] que modernizó todo el procedimiento general aplicado en la ingeniería sísmica. El procedimiento propuesto permite la aplicación del método de las fuerzas sísmicas equivalentes reduciendo el cortante en la base V_e calculado a partir del espectro de diseño elástico con un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico $S_{a,\,5}$ y del correspondiente peso sísmico del edificio W

$$V_b = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \times W}{R} \tag{4}$$

Tal como puede verse, el cortante de diseño en la base, V_b, se calcula dividiendo el cortante en la base elástico, V_e, por el factor de reducción R; generalmente el peso sísmico W corresponde al 100% de las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas de uso.

Posteriormente, la adecuación del las normas de diseño sismorresistente al cálculo de secciones basado en resistencia, que sustituía al análisis por tensiones admisibles, propició la aparición del factor de reducción R_w que, en términos generales, tenía valores mayores que su predecesor. Este nuevo factor de reducción se encuentra en el articulado del UBC-97 [4] y del IBC-2003[6]; sin embargo en las últimas revisiones de dichos códigos ha sufrido importantes reducciones respecto a las versiones anteriores.

2. COMPONENTES DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

2.1. Propuesta de Bertero [7]

Esta propuesta ha sido posteriormente apoyada por Witthaker *et al.* [8] e incluye la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Sin embargo, es necesario señalar que hasta la fecha no existen investigaciones que confirmen su grado de participación o rango de valores aplicables a las distintas tipologías estructurales. La propuesta se muestra en la expresión siguiente:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR} \tag{5}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

donde, el factor de reducción R queda definido como el producto de cuatro factores: el factor de reducción por resistencia, R_S, el factor de reducción por ductilidad, R_μ, el factor de reducción por múltiples grados de libertad, , y el factor de reducción por redundancia, R_{SR}.

2.2. Propuesta de Witthaker et al. [9]

En esta propuesta se estima que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \tag{6}$$

Los factores son: el factor de reducción por resistencia, R_S, que contiene la reducción debida a las consideraciones conservadoras supuestas en el diseño en general, el factor de reducción por ductilidad R_μ que considera la influencia de la ductilidad y el factor de reducción por amortiguamiento R_ξ, que incluye el efecto del amortiguamiento propio de los materiales de la estructura. De estos tres factores, el primero puede determinarse directamente de la curva de capacidad, como la relación entre los cortantes en la base

$$R_S = \frac{V_u}{V_b} \tag{7}$$

siendo V_u el cortante en la base último y V_b el cortante en la base de diseño. El factor de reducción por ductilidad, R_μ, viene dado por la relación entre el cortante en la base elástico, V_e, y último, V_u, obtenidos a partir de la curva de capacidad de la estructura

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u} \tag{8}$$

Witthaker *et al.* [9] proponen el cálculo de los factores de reducción por amortiguamiento R_ξ a partir de las características dinámicas de la estructura representadas por el período fundamental y de acuerdo con el amortiguamiento de los materiales de la estructura.

2.3. Propuesta ATC-19 [10]

En la propuesta del ATC-19 [10], el factor de amortiguamiento ha sido excluido. Se considera que el factor de reducción de respuesta, R, es el producto de tres factores: el de reducción por resistencia, R_S, el de reducción por ductilidad, R_μ, y otro factor, denominado factor de redundancia, R_R.

$$R = (R_S \cdot R_\mu) \cdot R_R \tag{9}$$

De estos tres factores, los dos primeros son dependientes del período y se definen de forma similar a la expuesta en el apartado anterior, mientras que los valores del factor de redundancia suelen ser valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales, sin que exista claridad en cuanto a su determinación ya que suelen incluirse dentro del factor de reserva de resistencia.

3. RECIENTES INVESTIGACIONES SOBRE LOS COMPONENTES DE R

3.1. Factores de reducción con base en la ductilidad

Dada la evidente importancia de los factores de reducción basados en ductilidad R_μ en el cálculo de factores de reducción de respuesta, se incluye en este apartado una revisión del estado del arte que contempla trabajos realizados aplicando diferentes enfoques, así como modelos estructurales.

Nassar y Krawinkler [11]

Utilizaron el modelo elasto plástico bilineal en el cálculo de la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad para diferentes niveles de ductilidad global. Los espectros de R_μ se expresan en función del período estructural, T, de la ductilidad global μ y del endurecimiento post-plastificación α

$$\begin{aligned} R_\mu &= \left[c \cdot (\mu - 1) + 1\right]^{1/c} \\ c(T,\alpha) &= \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T} \end{aligned} \tag{10}$$

donde el parámetro de ajuste b depende de la rigidez post-plastificación α.

Vidic et al. [12]

Plantearon espectros de R_μ obtenidos como la idealización de espectros obtenidos mediante un modelo histerético poligonal, cuyos parámetros de ajuste se calculan a partir de las características del material de la estructura. El espectro tiene dos ramas lineales dependientes del período

$$\begin{aligned} &T < T_0 \\ &R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 \\ &T \geq T_0 \\ &R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} + 1 \end{aligned} \tag{11}$$

donde el período característico de la estructura, T_0, depende de la ductilidad global, de la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y del tipo de material. Los parámetros C_1 y C_R dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento, respectivamente.

Miranda y Bertero [13]

Esta investigación introdujo la influencia del terreno en el cálculo de factores de reducción por ductilidad, para lo que utilizó el análisis de la respuesta no lineal de los suelos para determinar la respuesta en superficie y el modelo elasto plástico perfecto para determinar la respuesta inelástica de las estructuras modelizadas como sistemas de un grado de libertad. La expresión utilizada es:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \tag{12}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El factor ϕ contiene la dependencia del período y la información relativa a la influencia del tipo de suelo

$$\phi = 1 + \frac{1}{12 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5T} \cdot e^{-1.5(T-0.2)^2} \quad \text{Roca (suelo tipo S1)}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \cdot e^{-3\left(T/T_g - 0.25\right)^2} \quad \text{Depósitos aluvionales (suelo tipo S2)} \qquad (13)$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \cdot e^{-3\left(T/T_g - 0.25\right)^4} \quad \text{Suelos blandos (suelo tipo S3)}$$

Siendo T_g el período característico del suelo, S1 corresponde a suelos rocosos, S2 a depósitos aluvionales y S3 a suelos blandos.

Ordaz y Pérez Rocha [2]

Proponen espectros de R_μ calculados a partir de espectros elásticos de desplazamiento y de velocidades divididas por el desplazamiento y velocidad máxima del terreno. La novedad de este enfoque es que permite incorporar directamente el efecto de sitio sin tener expresiones que dependan explícitamente del período estructural. La expresión propuesta es la siguiente:

$$R_\mu = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{max}}\right)^\alpha \left(\frac{D(T)}{D_{max}}\right)^\beta (\mu - 1) \qquad (14)$$

Es de hacer notar, sin embargo, que el período queda incluido de forma implícita en los espectros de velocidad V(T) y de desplazamiento D(T).

Lee, Han y Oh [14]

Utilizaron diferentes modelos histeréticos poligonales que les permitieron establecer el grado de influencia del tipo de degradación en los valores de R_μ de sistemas de un grado de libertad. La expresión depende del período de la estructura y de la ductilidad global esperada

$$\begin{aligned} R_\mu &= A_0\left[1 - e^{-B_0 T}\right] \\ A_0 &= 0.99 \cdot \mu + 0.15 \\ B_0 &= 23.69 \cdot \mu^{-0.83} \end{aligned} \qquad (15)$$

Chakraborti y Gupta [15]

Este trabajo presenta un enfoque similar al trabajo de Ordaz y Pérez Rocha pero, además de aplicar modelos que incorporan degradación de la estructura, incorporan las características de sitio al escalar los espectros de diseño (aceleraciones) previamente normalizados respecto a la aceleración pico del terreno. En este caso, los espectros de R_μ sí poseen una dependencia explícita del período estructural:

$$R_\mu = \beta(T)\left(\frac{PSA(T)}{PGA}\right)^{\alpha(T)} + \mu\left(\frac{T}{10}\right)^\beta \qquad (16)$$

Vielma et al. [16]

Consideran los comportamientos histeréticos del suelo y de la estructura, utilizando modelos no lineales con degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrangulamiento propios de los tipos estructurales incluidos en las normas sismorresistentes. Los factores R_μ propuestos se calculan a partir de espectros medios para cada combinación de casos específicos, obteniendo espectros idealizados bilineales dependientes de la ductilidad global, del período estructural y de los parámetros de ajuste que incluyen la respuesta degradada y la influencia del terreno, que van desde los más rígidos hasta los más blandos

$$\begin{aligned} &T < T_g \\ &R_\mu = 1 + \mu . T/(a . T_g) \\ &T \geq T_g \\ &R_\mu = 1 + \mu/a + bT \end{aligned} \qquad (17)$$

Dolšek y Fajfar [17]

Investigan la influencia de la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería, realizando un estudio paramétrico mediante un modelo poligonal representativo de la degradación combinada de ambos materiales. Obtienen expresiones para los factores de reducción haciendo énfasis en dos aspectos: el primero considera que la influencia de la degradación es importante en la determinación de factores de reducción; segundo, que los espectros inelásticos de diseño adquieren una forma diferente a la clásica en las normas de diseño, consistente de tres ramas donde la rama de aceleraciones, al tener valores de los factores de reducción variables, esta rama ya no es horizontal, sino que presenta pendiente negativa. Tercero, resaltan la importancia de compatibilizar los espectros de diseño con los espectros de reducción para obtener rangos de períodos para el cambio de las expresiones de reducción. La expresión básica propuesta por Dolšek y Fajfar es

$$R_\mu = c(\mu - \mu_0) + R_0 \qquad (18)$$

donde R_0 es la reducción que depende del período y de la ductilidad reducida aportada por la mampostería, c es un coeficiente que se obtiene mediante el período de esquina, el grado de deterioro de resistencia esperado y el período fundamental de la estructura, μ es la ductilidad global y μ_0 es la ductilidad complementaria que es también función de la ductilidad de la mampostería.

3.2. Factores de reducción por reserva de resistencia

La gran cantidad de factores que intervienen en la reserva de resistencia hacen que ésta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural evitando que pueda ser incorporada de forma racional en las normas de diseño sismorresistentes a pesar de que se la considera muy importante en la mejora de la respuesta de los edificios; por esto es más conveniente considerar el efecto de la reserva de resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones de fuerza-deformación obtenidas del análisis estático inelástico ("pushover analysis").

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

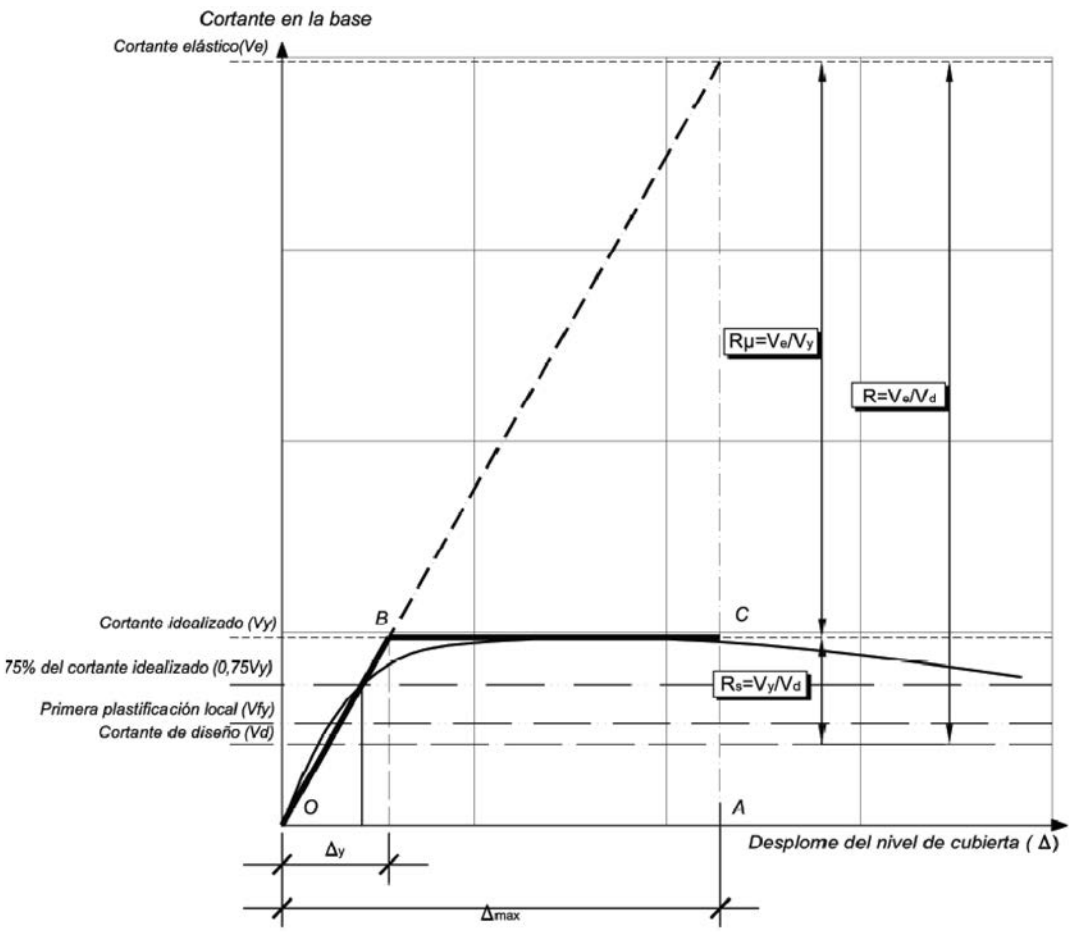


Figura 1. Resistencias y desplomes característicos para el cálculo de la reserva de resistencia y de la ductilidad estructural.

La incorporación del factor de reserva de resistencia no se realiza de forma explícita en las normas de diseño debido a esta gran cantidad de factores; sin embargo un mejor conocimiento del fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta R.

El factor de reserva de resistencia R_S se define como la relación entre el cortante en la base idealizado, V_y y el cortante en la base de diseño, V_d. Esta diferencia de ordenadas resulta del hecho de proyectar para grupos de fuerzas incrementadas de forma estadística con base en la dispersión que estas presentan (mayores que las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales reducidas por ciertos factores, que intervienen en la determinación de V_d. Además, el diseño de los elementos sismorresistentes requiere satisfacer condiciones de desplomes máximos (desplomes relativos de piso) y de detalles de armado para mejorar su capacidad de disipación dúctil de la estructura.

En la Figura 1 se puede observar cómo se establecen las relaciones de resistencia. Primero, la curva de capacidad permite definir un comportamiento elasto plástico idealizado, considerando el punto para el que se alcanza el máximo cortante en la base. Dicho cortante máximo se produce en un punto en el que la estructura ha alcanzado el comportamiento plástico, permitiendo ubicar el segmento horizontal B-C. Seguidamente se define la recta de comportamiento elástico O-B uniendo el origen con el punto sobre la curva de capacidad que corresponde al 75% del valor del cortante máximo idealizado. Puede observarse que este punto presenta un cortante en la base superior que se alcanza al ocurrir la primera plastificación o formación de la primera rótula plástica en algún punto de la estructura. Además este punto permite definir un desplazamiento "elástico".

Tabla 2. Factores de reducción por reserva de resistencia

Investigación	Casos estudiados	R_s
Osteraas y Krawinkler [18]	Pórticos resistentes a momentos	2,1-6,5
	Pórticos permimetrales	1,8-3,5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2,2-2,8
Uang y Maarouf [19]	Edificio de acero de 13 niveles	4,0
	Edificio de hormigón armado de 6 niveles	1,9
Hwang y Shinozuka [20]	Edificio de hormigón armado de 4 niveles	2,2

Los aspectos anteriores conducen finalmente a secciones con resistencia superior a la calculada por simple resistencia. En la Tabla 2 puede verse que existe una clara dispersión de los factores de reserva de resistencia R_s para edificios porticados de hormigón armado, por lo que es necesario profundizar en este campo (Tabla 2). Los valores de reserva de resistencia más altos corresponden a los pórticos en los que las cargas gravedad tienen una mayor influencia sobre el diseño de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

secciones. Por esta razón, la reserva de resistencia de los pórticos resistentes a momento alcanza valores más altos que en los pórticos perimetrales, para los que las cargas de gravedad son menores, pero mantienen las mismas fuerzas sísmicas de diseño que los pórticos resistentes a momento. Al establecer la relación entre el diseño actual de edificios de hormigón armado y el diseño elástico, se llega a alcanzar valores de los factores de resistencia R_s que en todo caso presentan la misma dispersión de valores (véase la Tabla 3).

Tabla 3. Factores de sobre resistencia, de acuerdo con diferentes autores

Casos de estudio	R_s
Edificios de hormigón armado de media y baja altura	1,6-4,6
Edificios de hormigón armado con irregularidades en elevación	2,0-3,0

La estimación de los factores de reducción por resistencia R_s se complica por efectos como la resistencia actualizada de los materiales (una vez que el material ha tenido un comportamiento plástico o ha ocurrido daño), los efectos del confinamiento, presencia de elementos estructurales tales como losas de hormigón y elementos no estructurales no considerados de forma explícita en el análisis, siendo necesario reconocer que no todos estos efectos contribuyen favorablemente, al incremento del factor de reserva de resistencia. Entre los efectos que pueden tener contribución desfavorable se incluyen el incremento de la reserva de resistencia en vigas que puede dar origen al fallo frágil por cizallamiento debido a elementos de cerramiento que pueden causar efectos de columna corta y debido a las irregulares distribuciones de las alturas de los pilares y la discontinuidad en las líneas resistentes verticales pueden producir el efecto de piso blando. En la Tabla 4 se presenta una lista que contiene los factores anteriormente citados y la etapa del proyecto de la edificación en la cual son incorporados.

Jain y Navin [21] estudiaron los valores de reserva de resistencia en edificios de hormigón armado considerando la influencia de la intensidad sísmica representada por la aceleración de diseño correspondiente a diferentes zonas sísmicas de la India y del número de niveles del edificio. Los resultados de la Figura 2, en la que las zonas sísmicas van desde la de menor amenaza (I) a la de mayor amenaza (V) de dicha norma muestran que la reserva de resistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad en los que predomina el diseño por cargas gravitacionales. Igualmente, debe resaltarse el hecho que, para edificios de baja altura en los que las fuerzas sísmicas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de mayores alturas, los factores de reserva de resistencia presentan valores más grandes.

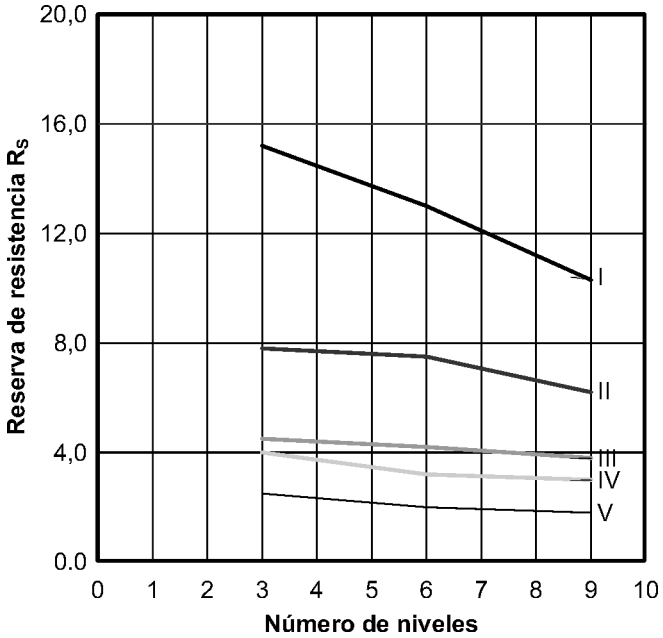


Figura 2. Factores de reducción por reserva de resistencia determinados por Jain y Navin (1995)

Más recientemente, Massumi *et al*. [22] retoman el estudio de la influencia del número de niveles e incluyen el número de vanos en el cálculo de los factores de reserva de resistencia obtenidos a partir de las relaciones de fuerza-desplome resul-

Tabla 4. Factores que influyen en la reserva de resistencia

Causa de la sobrerresistencia	Etapa del proyecto en el cual se incorpora		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia entre resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de la torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir el estado límite de servicios (flechas)			X
Participación de los elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis con base en el período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez			X

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

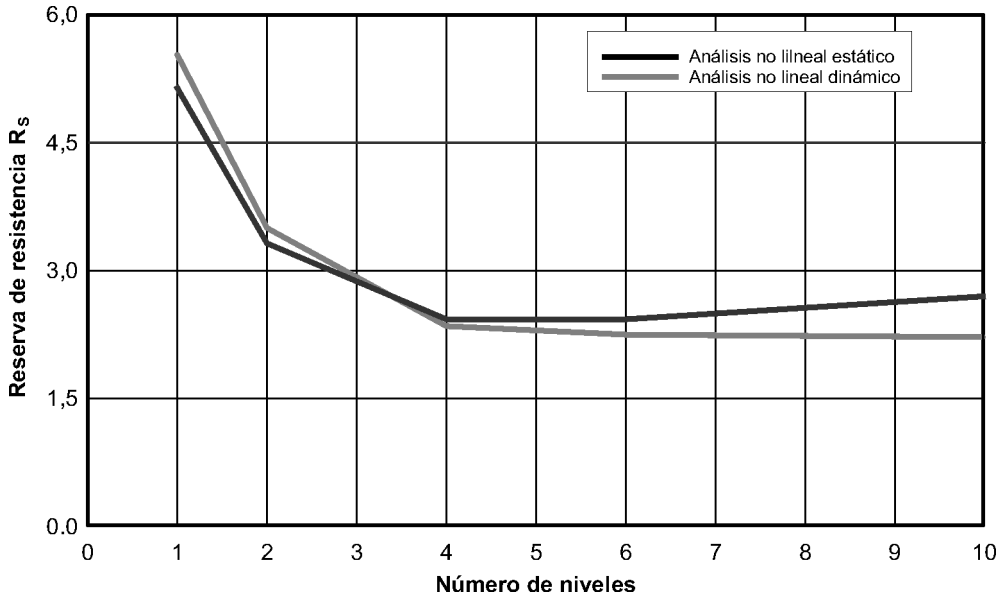


Figura 3. Factor de reducción por reserva de resistencia, determinado por Massumi et al. [22].

tantes del análisis estático y dinámico no lineal. Los resultados obtenidos muestran que el número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de reserva de resistencia, lo que contradice los resultados obtenidos de forma probabilista por Bertero y Bertero [23]. En la Figura 3 se muestran factores de reserva de resistencia calculados por Massumi *et al.* [22], apreciando que los valores obtenidos son semejantes a los de la Figura 2 para el caso de edificios diseñados para zonas de alta sismicidad. Además es posible observar que los valores de reserva de resistencia varían muy poco con el método de análisis no lineal aplicado, sea este dinámico o estático, conclusión similar a la obtenida por Elnashai y Mwafi [24].

Otro de los factores a considerar al evaluar la reserva de resistencia es el efecto producido por la ductilidad estructural. Las secciones y el armado resultantes del diseño de una estructura para un alto nivel de ductilidad son mayores que en el caso de que la misma estructura se proyectase para un nivel inferior de ductilidad. De esta forma es posible obtener valores de reserva de resistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad, Elnashai y Mwafi [24].

Elnashai y Mwafi [24] concluyen que los valores de la reserva de resistencia se deben fundamentalmente a tres fuentes principales: las características resistentes reales de los materiales, la utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y el proyecto de secciones de pilares utilizando la flexión biaxial. De acuerdo con estos factores, consideran que adoptar valores mínimos de reserva de resistencia igual a 2 conduce a proyectos conservadores.

3.3. Factores de reducción por redundancia estructural

La redundancia estructural ha cobrado valor a partir del comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). El término 'redundancia' dentro del contexto de la ingeniería sismorresistente no debe ser interpretado como superfluo o sobrante, Bertero y Bertero [23]. De todos los factores que definen al factor de reducción R, el que menos ha sido estudiado es el factor de reducción por redundancia, encontrándose entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, a pesar de que la mayoría de los investigadores coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta e, incluso, en la supervivencia de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas.

La mayoría de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses [25] que realizó un estudio estadístico de la respuesta de edificios porticados frente a las acciones de viento, variando el número de líneas resistentes verticales. Posteriormente, Bertero y Bertero [23] retoman el tema adicionando al planteamiento estadístico la influencia del tipo de sismo, pulsativo o armónico, en la posible respuesta de edificios de múltiples grados de libertad. Como ejemplo ilustrativo propusieron el análisis de la respuesta de una estructura de un solo pórtico en comparación con otra de dos pórticos, estableciendo para este último caso la correlación entre la calidad constructiva de cada línea resistente vertical independiente (línea de pilares) mediante el coeficiente

$$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{1{,}411}{\sqrt{1+\rho_v}} \qquad (19)$$

En la relación anterior, β_1 es el índice de seguridad para una línea resistente, β_2 es el índice de fiabilidad para dos líneas resistentes y ρ_v es el coeficiente de correlación de calidad constructiva que resume la relación entre la calidad de construcción existente entre dos líneas resistentes verticales de la misma estructura.

Queda claro que para estructuras con un número de líneas resistentes mayor, el coeficiente de correlación de la calidad constructiva se reduce, incrementando la relación del factor

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de seguridad de un edificio con varias líneas resistentes respecto al edifico con una sola línea resistente. Valores considerados por Bertero y Bertero [23] indican que, para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual que la unidad, deberá disponer de al menos 4 líneas resistentes verticales (ver la Tabla 5).

Tabla 5. Factores de reducción por redundancia, Bertero y Bertero [23]

Líneas resistentes verticales	Factor de redundancia
2	0,71
3	0,86
4	1,00

Las causas de esta última observación son las siguientes:

– La capacidad de rotación en secciones en las cuales ya ha ocurrido la plastificación

– Se evita el conocido efecto de tamaño por concentración de solicitaciones de grandes magnitudes en un número limitado de secciones o elementos resistentes.

La redundancia de los edificios duales (porticados y con pantallas a cortante) de hormigón armado, analizada de acuerdo con Bertero y Bertero [23], permite concluir que el incremento de líneas resistentes verticales combinando las bondades del sistema dual permite esperar incrementos del factor de resistencia del orden de 24%.

4. LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN LAS NORMAS SISMORRESISTENTES NCSE-02 Y EUROCÓDIGO-8

4.1. Factores de reducción de respuesta en la Norma NCSE-02

La norma sismorresistente española vigente NCSE-02 permite el análisis elástico de estructuras una vez reducidos los valores espectrales por el coeficiente de respuesta β. El coeficiente de respuesta es función de la ductilidad de proyecto y del porcentaje de amortiguamiento crítico que la misma norma prescribe para los diferentes materiales del sistema estructural

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} \tag{20}$$

donde ν es el factor de modificación en función del amortiguamiento, calculado mediante la expresión (21) y μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. El factor de modificación por amortiguamiento considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad de disipación que posee la estructura, según la relación entre el amortiguamiento de 5% que usualmente se encuentra prescrito en otros códigos de diseño y el amortiguamiento real de la estructura, Ω :

$$\nu = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0,4} \tag{21}$$

La norma establece los valores del amortiguamiento típicos para estructuras usuales. Los valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad se presentan en la Tabla 6.

Si bien la norma NCSE-02 [26] no define directamente el uso de factores de reducción, éstos se expresan aquí como el inverso de los coeficientes de respuesta

$$R = 1/\beta \tag{22}$$

esto permite compararlo con los factores de reducción del EC-8 [27]. De esta forma, se obtienen los valores de R para cada uno de los niveles de ductilidad, que dependen fundamentalmente de la capacidad de las estructuras de disipar energía frente a la acción de cargas cíclicas, mediante elementos estructurales expresamente proyectados para tal fin y acoplados en las dos direcciones principales de la estructura. Los valores de los factores de reducción de respuesta se muestran en las tablas 7, 8 y 9, para ductilidad alta, intermedia y baja, respectivamente.

Tabla 6. Parámetros del factor de reducción previstos en la norma NCSE-02

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad			
		Amortiguamiento (% del crítico	Alta	Intermedia	Baja
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	4,00	3,00	2,00
	Compartimentada	5,00	4,00	3,00	2,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	6,00	No	No	2,00

Tabla 7. Factor de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad alta

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	1,09	0,27	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	0,25	4,00

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 8. Factor de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad intermedia

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	3,00	1,00	0,36	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	0,33	3,00

Tabla 9. Factor de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad baja

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	2,00	1,09	0,55	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	0,50	2,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	2,00	0,93	0,46	2,15

En la Figura 4 se muestran los espectros correspondientes a un suelo granular de compacidad media (clasificado como de tipo III), reducidos por el factor de estructura porticada compartimentada, para un nivel de ductilidad alto. Cabe indicar que tanto los espectros elásticos como los inelásticos muestran ramas de aceleración constante para distintos intervalos de períodos, lo que se debe a la aplicación del factor de contribución K contemplado en la norma NCSE-02.

Finalmente, en la Figura 5 se ha representado el factor de reducción de respuesta típico aplicado en la norma NCSE-02. Se distinguen las dos ramas: la primera varía en función del período T y la segunda tiene valores constantes e iguales al valor de la ductilidad estructural μ.

4.2. Factores de reducción de respuesta en el pr EN-1998-1:2003(E) (EC-8)

Al igual que en la mayoría de las normas de diseño sismorresistente, en el EC-8 [27] se admite el análisis elástico de las estructuras, partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de diseño elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 6 se muestran los espectros elásticos de diseño correspondientes a la versión 2003 del EC-8 para riesgo sísmico alto (tipo 1) y para diferentes tipos de suelos.

Los factores de reducción de respuesta son identificados en el EC-8 mediante la letra q. En lo sucesivo, en este trabajo se utilizará la letra R para identificar los factores de reducción, inclusive a los del EC-8. Estos factores de reducción son aplicados a los espectros elásticos de diseño para obtener las aceleraciones de diseño y se expresan mediante la siguiente ecuación:

$$R = q_0 k_w \geq 1{,}5 \qquad (23)$$

En esta ecuación, q_0 es el factor básico de reducción de respuesta que depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en alzado, así como del valor de la ductilidad de la estructura. Para dicha ductilidad existen dos niveles:

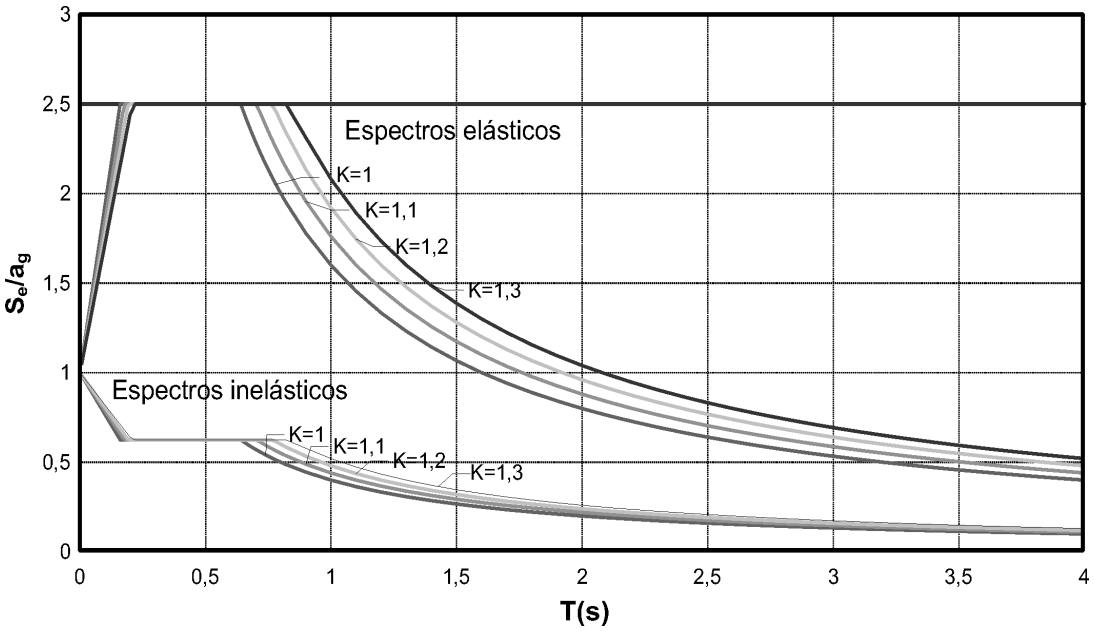


Figura 4. Espectros de diseño elástico e inelásticos para sistemas porticados con alta ductilidad, y para suelo tipo III.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

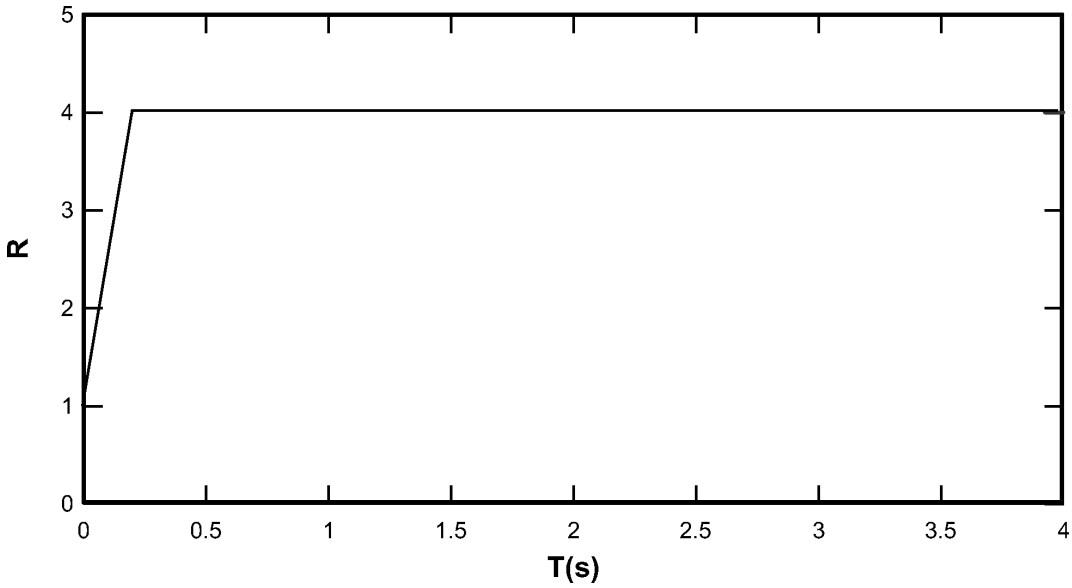


Figura 5. Espectro típico de factor de reducción norma NCSE-02, suelos tipo III.

DCM (clase de ductilidad media) y DCH (clase de ductilidad alta); los valores para ambos niveles se muestran en la Tabla 10. El otro término de la Ecuación (23) es el factor k_w que considera el modo de fallo predominante en estructuras con pantallas de cortante.

En la Tabla 10, el valor α_1 es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura. El valor α_u es el coeficiente sísmico necesario para que se produzca la inestabilidad de la estructura, en otras palabras, para que se haya alcanzado el fallo de la misma. La relación de estos valores, α_u/α_1, describe el efecto de la redundancia estructural sobre el factor de reducción de respuesta R. De acuerdo con las especificaciones de la norma EC-8, los valores α_1 y α_u de la Tabla 10 se pueden obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura, determinada mediante el análisis inelástico estático. En este caso, α_1 es el valor de la ordenada del cortante en la base de diseño y α_u es el cortante en la base inelástico, correspondiente al desplome último, de colapso. En consecuencia, la relación α_u/α_1 equivale a un factor de reducción por redundancia. Sin embargo, para los casos en los que no se realiza un análisis inelástico estático, se recomienda aplicar los valores de la Tabla 11, cuando la estructura es predominantemente de pórticos o de pórticos acoplados a pantallas de

Tabla 10. Valores en el EC-8 para el factor básico de reducción de respuesta q_0

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$3{,}0\alpha_u/\alpha_1$	$4{,}5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema con muros de corte	3,00	$4{,}0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2,00	3,00
Sistema de péndulo invertido	1,50	2,00

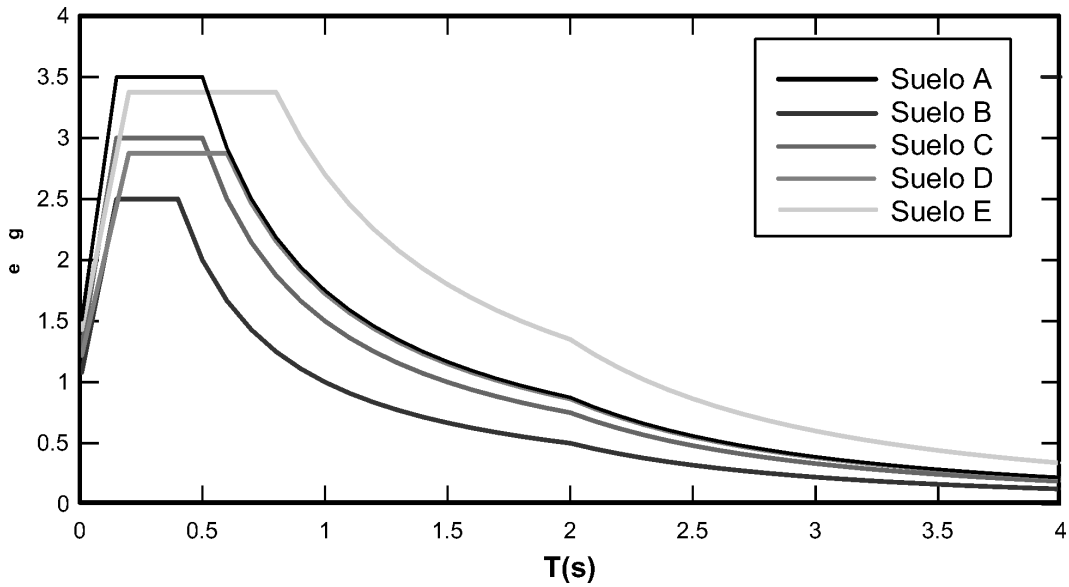


Figura 6. Espectros elásticos de diseño, riesgo sísmico alto (EC-8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

cortante. Cabe señalar que este factor multiplicador tiene en cuenta el efecto de la redundancia estructural, al considerarse valores más altos a medida que se incrementa el número de vanos y el de niveles.

Tabla 11. Valores en el EC-8 para el factor básico de reducción de respuesta

Sistema porticado dual o acoplado a muros de corte	α_u/α_1
Edificaciónde un solo nivel	1,10
Edificación de múltiples niveles pero de un solo vano	1,20
Edificación de múltiples niveles y múltiples vanos	1,30

Los multiplicadores, adquieren valores entre 1,1 y 1,30, pero presentan una gran dispersión, por lo que en el EC-8 se recomienda, la aplicación del análisis estático no lineal para poder determinar de forma precisa los valores para cada edificio. Si el sistema estructural es predominantemente de pantallas de cortante, los factores de reducción por resistencia R_S, se obtienen de la Tabla 12.

Tabla 12. Valores en el EC-8 para los multiplicadores

Sistema con muros de corte	α_u/α_1
Edificación con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal	1,00
Edificación con otros sistemas desacoplados de muros	1,10
Edificación con sistemas duales o acoplados a muros estructurales	1,20

En la Figura 7 se muestra la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, a partir de la cual se obtienen las relaciones de coeficientes para calcular los factores multiplicadores. En el eje de las abcisas se representan los desplomes del nivel de cubierta expresados en %, normalizados respecto a la altura total del edificio y en el eje de las ordenadas se representa el cortante en la base normalizado respecto al peso sísmico del edificio. Sin embargo el EC-8 limita el valor máximo de los multiplicadores obtenidos aplicando el procedimiento en base al análisis inelástico estático a 1,5.

El otro término del factor de reducción de respuesta tiene que ver con el comportamiento de estructuras con predominio de pantallas de cortante. En este caso se aplica al factor básico, q_0, un factor de predominio del modo de fallo k_w, que es menor o igual que la unidad y, por tanto penaliza el predominio del fallo por cortante. Las estructuras con pantallas de cortante tienen menor capacidad de desarrollar respuesta dúctil en comparación con las edificaciones porticadas. De esta manera, en la medida en que los muros son más esbeltos, el valor de k_w se aproxima a su cota inferior que es 1/3, sin llegar a alcanzarla ya que el EC-8 lo limita expresamente a 0,5.

Efecto de la irregularidad estructural

La irregularidad en planta es penalizada en el EC-8 con factores multiplicadores iguales a 1, lo que equivale a no aplicarle ningún incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia. Sin embargo, en el articulado del EC-8 no se distingue entre los diferentes tipos de irregularidad en planta, que determinan de modo diferente los efectos torsionales. De igual forma, los valores de q_0 pueden reducirse hasta un 20% si la estructura analizada presenta irregularidades en alzado; quedando el porcentaje de reducción a juicio del proyectista, dependiendo del grado de irregularidad. Además, se establece un incremento de los valores de q_0 cuando se disponga de un plan especial de calidad, que nunca superará el 20%.

Factores de reducción R . *Edificios porticados*

En las tablas 13 y 14 se muestran los factores de reducción para edificios porticados teniendo en cuenta los factores bási-

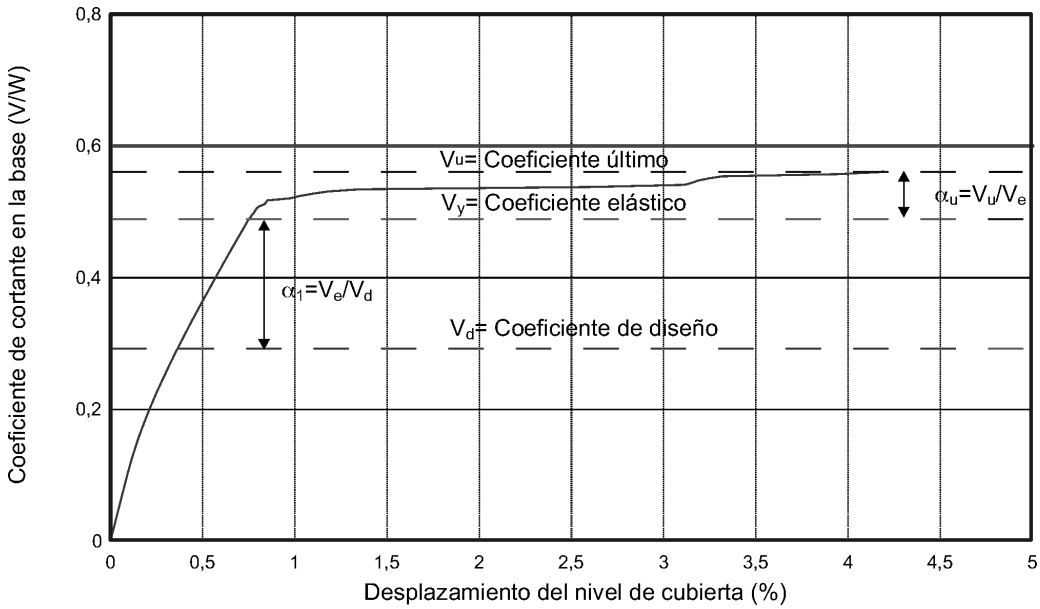


Figura 7. Determinación de los coeficientes multiplicadores a partir de la curva de capacidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 13. Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad alto

						Irregulares					
				regulares		en planta		en alzado		planta y alzado	
	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia a_u / a_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un solo nivel	4,50	1,10	1,00	4,95	5,94	4,50	5,40	4,13	4,95	3,75	4,50
Múltiples njiveles un solo vano	4,50	1,20	1,00	5,40	6,40	4,50	5,40	4,50	5,40	3,75	4,50
Múltiples niveles Múltiples vanos	4,50	1,30	1,00	5,85	7,02	4,5	5,40	4,88	5,85	3,75	4,50

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

cos de cálculo asignados de acuerdo con el nivel de ductilidad estructural (alto o medio), la existencia de irregularidades en planta y en alzado y una combinación de ambas. Se aplican los valores extremos sugeridos en el EC-8, entendiéndose que entre los máximos y los mínimos se encuentra un rango de valores que, tal como se ha indicado, quedan a juicio del proyectista. Finalmente, se aplican incrementos a los factores de reducción en virtud de la existencia de planes especiales de control de calidad en la elaboración del proyecto. En las tablas 13 y 14, las siglas CPC y SPC significan que el proyecto cuenta o no, respectivamente, con un plan de control de calidad.

Factores de reducción R. *Edificaciones con pantallas de cortante*

Para este tipo estructural, que comprende una amplia gama de configuraciones, inclusive combinaciones con estructuras porticadas, se presenta una variante que consiste, en la aplicación de un factor corrector que varía en función del modo de fallo predominante. En la tablas 15, 16 y 17, se muestran los valores correspondientes a estructuras con pantallas de cortante para ductilidades bajas y altas, adoptándose el valor de $k_w = 1$ para los casos con predominio de fallo por flexión y de $k_w = 0,5$ que es la cota mínima norma para edificios con fallos por cortante.

La aplicación de los factores de reducción del EC-8 no conduce a valores únicos para una ductilidad estructural, sino que proporciona un rango de valores que dependen, por un lado, de la capacidad para disipar energía que poseen las estructuras y de su reserva de resistencia y, por el otro, de los controles de diseño por parte del proyectista. A la larga, dichos controles aseguran el cumplimiento de las prescripciones de proyecto complementarios a la norma, lo que conduce al incremento de la capacidad disipativa de la estructura.

Los factores típicos de reducción contemplados en el EC-8 se muestran en la Figura 8, para estructuras porticadas y una combinación de suelo rocoso (tipo A). Se observa que un

Tabla 14. Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad bajo

						Irregulares					
				regulares		en planta		en alzado		planta y alzado	
	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia a_u / a_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un solo nivel	3,00	1,11,200	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
Múltiples njiveles un solo vano	3,00	1,30	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00
Múltiples niveles Múltiples vanos	3,00		1,00	3,9	4,68	3,00	3,60	3,25	3,90	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 15. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante con nivel de ductilidad bajo

						Irregulares					
				regulares		en planta		en alzado		planta y alzado	
	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia a_u / a_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	1,00	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00	3,33	4,00
Otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	1,00	4,40	5,28	4,00	4,80	3,67	4,40	3,33	4,00
Sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	1,00	4,80	5,76	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

Tabla 16. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por cortante.

						Irregulares					
				regulares		en planta		en alzado		planta y alzado	
	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia a_u / a_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	0,50	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00	1,67	2,00
Otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	0,50	2,20	2,64	2,00	2,40	1,83	2,20	1,67	2,00
Sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	0,50	2,40	2,88	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

Tabla 17. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por flexión.

						Irregulares					
				regulares		en planta		en alzado		planta y alzado	
	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia a_u / a_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Sólo dos muros desacoplados	3,00	1,00	1,00	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00	2,50	3,00
Otros sistemas desacoplados de muros	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
Sistemas duales o acoplados a muros	3,00	1,00	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

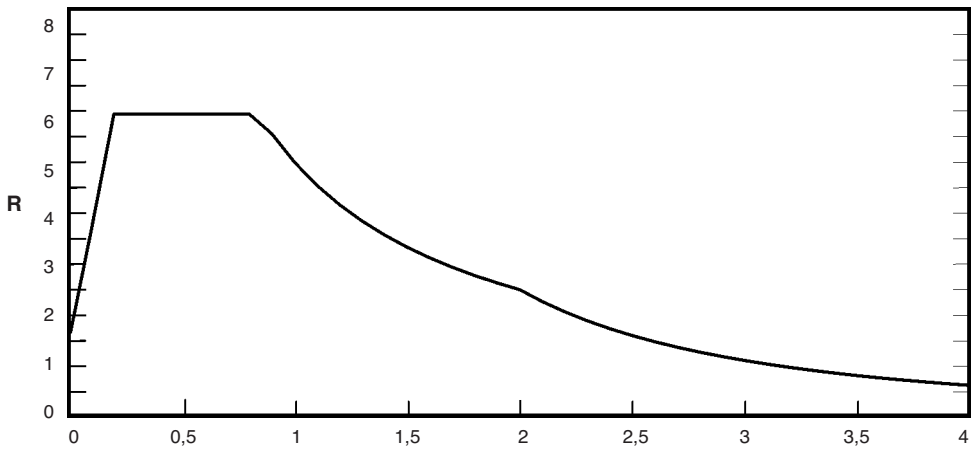


Figura 8. Espectros de factores de reducción.

espectro de factores de reducción presenta tres ramas: una primera rama creciente, una segunda constante, y una tercera que se reduce una vez alcanzado el período máximo de aceleración constante del espectro elástico de diseño. Además, el EC-8 define un valor mínimo de aceleración de diseño para los períodos altos, razón por la que se observa un cambio de pendiente en la rama descendente del espectro de factores de reducción a partir del período de 2 segundos.

5. COMPARACIÓN DE LOS FACTORES R DE LA NORMA NCSE-02 Y DEL EC-8

El primer aspecto a resaltar es que sólo en el EC-8 existe una referencia explícita a un factor básico de ductilidad, que depende de la ductilidad estructural R_μ. Además, los factores de reducción R, son afectados por coeficientes multiplicadores que varían de acuerdo con la redundancia estructural y con los materiales de la estructura.

En la norma NCSE-02 los factores de reducción tienen un componente de reducción que dependen exclusivamente de la ductilidad, R_μ, para la cual se fijan niveles de diseño que no son más que un marco de especificaciones mínimas que se deben cumplir en la etapa de proyecto.

La NCSE-02 hace una referencia directa a la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo recomienda el valor promedio para el comportamiento de las diferentes estructuras, clasificadas de acuerdo con sus materiales, sin hacer referencia a la influencia de elementos no estructurales tales como la densidad y distribución de la mampostería que se ha demostrado altera los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras.

La consideración de la amplificación que experimenta el movimiento sísmico cuando atraviesa distintos tipos de suelos se encuentra de forma explícita en el EC-8, al adoptar valores de factores de amplificación dinámica β que dependen de las características geotécnicas, generalmente representadas por la

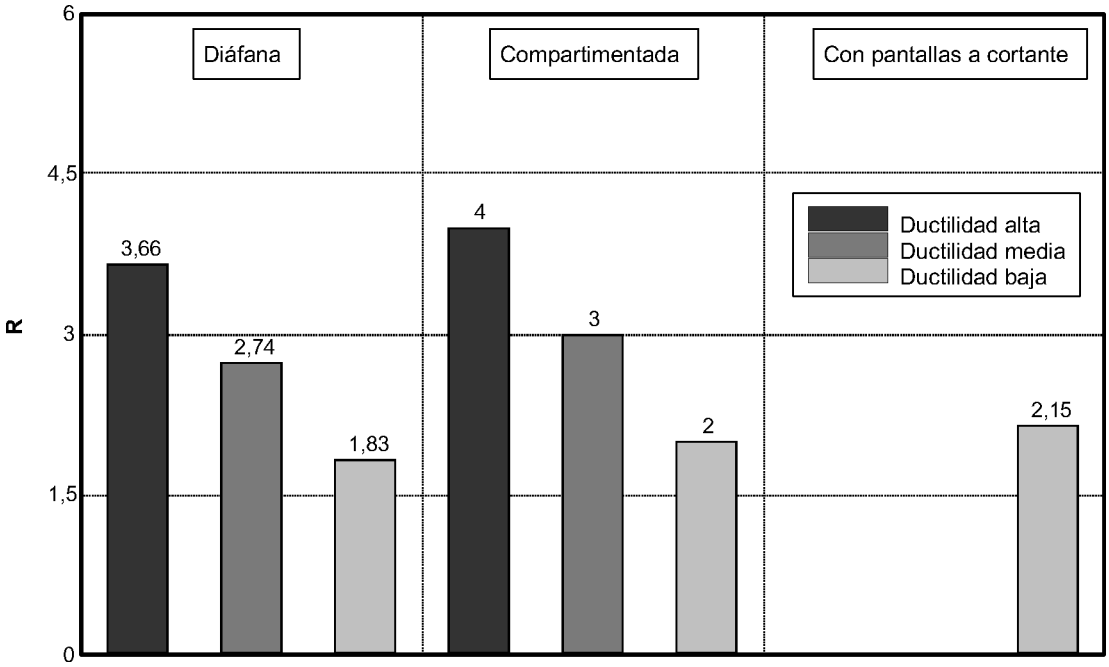
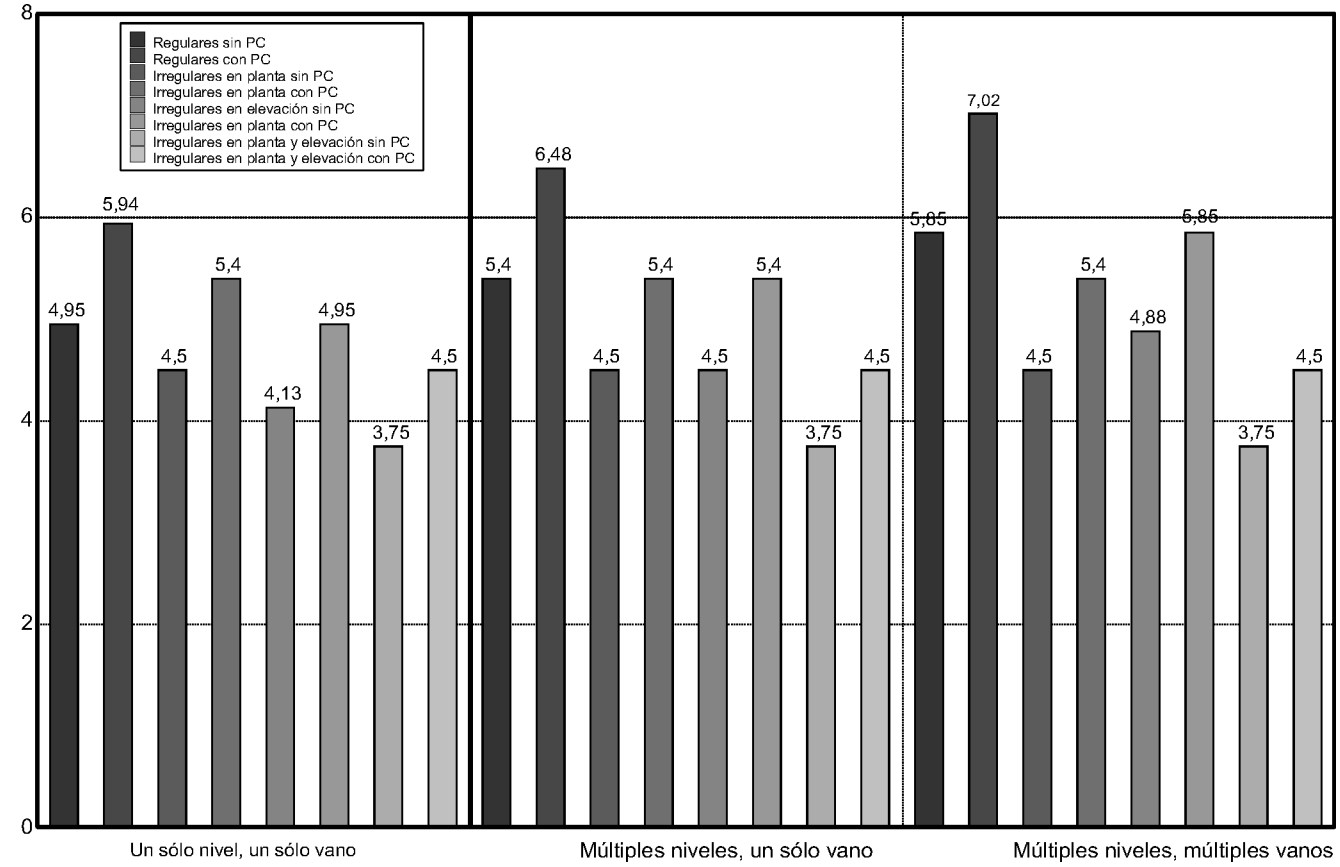


Figura 9. Factores de reducción de la norma española NCSE-02.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



PC: Proyecto de control de calidad

Figura 10.Factores de reducción del EC-8, para estructuras de hormigón armado, de acuerdo a la regularidad, redundancia y ductilidad globa

velocidad de ondas de cortante y por los espesores de los estratos. La NCSE-02 presenta valores máximos como consecuencia de la amplificación, ajustando por esta causa el rango de valores de los períodos para los que se tiene aceleración constante, que se ensancha de acuerdo con el factor de contribución K del emplazamiento (véase la Figura 4).

Los valores de los factores de reducción de la norma NCSE-02 son bajos en comparación con los del EC-8; compárense, por ejemplo, los valores de las Figuras 9 y 10. En esta última se favorece, de forma explícita, la influencia de la redundancia estructural, expresada en función del número de niveles y vanos, además de que se valora favorablemente la regularidad en planta y alzado (ver la Figura 10).

En cuanto a los valores de los factores , es interesante notar que el EC-8 los limita en las estructuras con períodos largos (superiores a los 2 s) limitando explícitamente la aceleración de diseño inelástico a un valor mínimo de 0,2 veces la aceleración espectral normalizada. Este último aspecto hace que el espectro de factores de reducción tenga cuatro ramas bien diferenciadas: la de los períodos cortos que corresponde a la regla de igual energía; la de los períodos intermedios con aceleraciones constantes; una tercera rama decreciente, proporcional a la rama decreciente del espectro elástico; y una última rama que no decrece de la misma forma que la tercera, consecuencia de la cota inferior de las aceleraciones de diseño.

El período característico para el cual se produce la transición entre la rama creciente (sensible al período) y la rama horizontal (sensible la ductilidad), presenta cierta uniformidad en ambas normas. Estos valores se encuentran entre 0,2 s y 0,4 s, que corresponden a períodos típicos obtenidos de los espectros de respuesta calculados con registros sobre suelos rocosos o muy duros. Sin embargo, recientes trabajos han demostrado la dependencia del período característico respecto al período del suelo.

Finalmente, se reconoce la importancia que se da en las normativas analizadas a la relación que existe entre el valor de la ductilidad estructural y el nivel de armado que se aplica a la estructura. Por ejemplo, la norma NCSE-02, por permitir ciertas irregularidades de la estructura y detalles de armado menos rigurosos para las secciones y los nudos, establece niveles máximos de ductilidad que se encuentran por debajo de los especificados en el EC-8.

Las estructuras cuya configuración permite clasificarlas como péndulos invertidos, son consideradas en ambas normas como estructuras de baja ductilidad, para las que los factores de reducción son iguales a 2.

Ambas normas incorporan aspectos sugeridos en estudios recientes, tales como la incorporación de los factores de redundancia estructural. Ejemplo de esto son los coeficientes que incrementan de los factores de reducción del EC-8, cuan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

do las estructuras cumplen con ciertas características de redundancia de elementos resistentes verticales. La regularidad estructural es considerada explícitamente en el EC-8.

6. CONCLUSIONES

Se verifica la incorporación en las normas de diseño sismorresistente de recientes avances en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Dentro de las más relevantes se encuentran la incorporación de factores de reducción dependientes de la ductilidad, de la reserva de resistencia y de la redundancia estructural. Estos avances recientes requieren una mejora en su aplicación, como por ejemplo, determinar valores apropiados para tipos estructurales, tipos de materiales o rangos de períodos.

Se ha constatado en las normas NCSE-02 y EC-8, la aplicación de factores de reducción de respuesta mayores para edificios porticados de acero que para edificios porticados de hormigón armado. Sin embargo, se observa la ausencia de factores de reducción recomendados para edificios mixtos de pórticos y pantallas de cortante. Tampoco se suministran factores de reducción para edificios cuya estructura predominante sea únicamente de pantallas de cortante.

Las modificaciones normativas dan indicios de que los factores de reducción de respuesta han sido disminuidos progresivamente. Por ejemplo, los factores de reducción del EC-8 no superan el valor de 7,02 para el caso de estructuras porticadas, mientras que en otras normas los valores para tipologías estructurales semejantes son de 8,5 (UBC-97 e IBC-2003).

La racionalización de los factores de reducción de respuesta, propuesta en el ATC-95, implica que el proyectista estructural se involucre en la determinación del factor de reducción al aplicar al espectro de diseño, al tener la posibilidad de escoger los factores que se adapten a las características del edificio que proyecta.

Se incluyen penalizaciones a las irregularidades estructurales, ignoradas en las anteriores versiones de las normas sismorresistentes en la determinación de los factores de reducción de respuesta.

A pesar de la incorporación de los factores de reducción por reserva de resistencia y redundancia, es necesario hacer más transparente la relación entre éstos y aspectos relevantes del proyecto tales como la regularidad, la tipología estructural y el grado de hiperestatismo.

REFERENCIAS

[1] Veletsos, A.S. y Newmark, N.M., Effect of Inelastic behavior on the response of simple systems to Earthquake Motions. *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering.* Vol II Tokyo, 895-912, 1960.

[2] Ordaz, M y Pérez-Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 1998; 27: 889-901.

[3] Structural Engineering Association of California (SEAOC). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Sacramento, 1959.

[4] International Building Conferencce of Building Officals., *Uniform Building Code (UBC-97).*Whittier, California, 1997.

[5] Applied Technology Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. *Report ATC-03-06*. Redwood City, 1978.

[6] International Building Conferencce of Building Officals., *International Building Code (IBC-2003).*Whittier, California, 2003.

[7] Bertero, V., Evaluation of response reduction factors recommended by ATC y SEAOC. *Proceedings 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering.* Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.:1663-1673, 1986.

[8] Whittaker, A. Hart, G. y Rojahn, C., Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering.* Vol. 125, Nº 4: 438-444, 1999.

[9] Whittaker, A, Uang, C.-M. y Bertero, V., Earthquake simulation test associated studies of a 0.3 scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure. *Rep UCB/EERC-87/02* . University of California, 1987.

[10] ATC. (Applied Technology Council), Structural response modification factors. *Report ATC-19*. Redwood City, 1995.

[11] Nassar, A. y Krawlinker, H., Seismic demands for SDOF and MDOF systems. *Rep 95, the John Blume Earthquake Engineering Center*. Stanford University, 1991.

[12] Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M., Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 23: 507-521, 1994.

[13] Miranda, E., y Bertero, V. V., Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379, 1994.

[14] Lee, L.H. Han, S.W. Oh, Y.H., Determination of ductility factor considering different hysteretic models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 28: 957-977, 1999.

[15] Chakraborti, A. y Gupta V., Scaling of strength reduction factors for degrading elasto-plastic oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 34: 189-206, 2004.

[16] Vielma J.C., Lobo, W. y Rivero, P., Hysteretic Determination of the Response Factors Rì According to Structural Types. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 3469, Vancouver, 2004.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

[17] Dolšek, M. y Fajfar, P., Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 33: 1395-1416, 2004.

[18] Osteraas, J.D. y Krawlinker, H., Strength and ductility considerations on seismic design. *Rep 90, the John Blume Earthquake Engineering Center.* Stanford University, 1990.

[19] Uang, C.M. y Maarouf, A., Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors. *Proceedings of 1993 National Earthquake Conference.* Central United States Earthquake Consortium. Memphis: 121-130, 1993.

[20] Hwang, H. y Shinozuka, M., Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States. *Proceedings 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.* Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.223-231, 1994.

[21] Jain, S. and Navin R., Seismic overstrength in reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering.* Vol 121, Nº 3, 580-584, 1995.

[22] Massumi, A., Tasnimi, A., Saatcioglu, M. Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Paper 2026. Vancouver, 2004.

[23] Bertero, R. y Bertero, V., Redundancy in earthquake–resistant design. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 125, Nº 11: 81-88, 1999.

[24] Elnashai, A. y Mwafi, A., Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural design of tall buildings.* 11: 329-351, 2002.

[25] Moses, F., Reliability of structural systems. *Journal of structural Division*. ASCE, 100 (9), 1974.

[26] NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE Nº 244. 2002. Madrid.

[27] Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels, 2003.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ÚLTIMAS MONOGRAFÍAS PUBLICADAS

Véase listado de monografías publicadas y formulario de petición de publicaciones en páginas 100 y 101 de este mismo número

monografía M-8

Conceptos de Aseguramiento de la Calidad aplicados al control de recepción del Hormigón Estructural Adaptado a la EHE

Comisión 1
Grupo de Trabajo 1/2
Bases de proyecto para hormigón de alta resistencia

Enero de 2003

monografía M-9

Pruebas de Carga de Estructuras

Comisión 4
Grupo de Trabajo 4/3
Pruebas de Carga de Estructuras

Noviembre de 2004

monografía M-10

Comprobación de un tablero mixto

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/3
"Puentes mixtos"

Enero de 2006

monografía M-11

Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural

Comisión 2
Grupo de Trabajo 2/5
"Hormigón reciclado"

Septiembre de 2006

monografía M-12

Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/5
"Manual de ejemplos de aplicación de la EHE a puentes"

Noviembre de 2006

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Contribución al artículo de M. Azkune e I. Puente

Por: **Prof. J. Calavera**

He leído con mucho interés el artículo de M. AZKUNE e I. PUENTE publicado en el número 245, correspondiente al 3er trimestre de 2007.

La forzosa concisión del texto del artículo me hace difícil comparar sus resultados con otros procedentes de diversas investigaciones realizadas en INTEMAC y en la CÁTEDRA DE EDIFICACIÓN Y PREFABRICACIÓN de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. Tampoco he conseguido averiguar si el cimbrado fue el mismo en todas las plantas (costumbre muy extendida en nuestro país), o se dispusieron en cada planta los puntales estrictos, ni si se incluye el peso de puntales y sopandas y alguna sobrecarga de construcción.

De todas formas los valores coinciden en general con los registrados por los numerosos investigadores que en distintos países han estudiado el tema. Entre los españoles cabe destacar a J.J. Moragues, J. Catalá y Florentino Regalado y actualmente el equipo del Laboratorio de Estructuras de la Escuela de Caminos de Valencia ha construido a escala 1/1 un edificio experimental, en el que el equipo dirigido por P. Miguel Sosa está realizando estudios.

En los primeros meses de 2008, defenderá su Tesis Doctoral en Madrid el Ingeniero de Caminos J. Díaz Lozano, Director de la División de Control de Proyectos de INTEMAC, que ha investigado el tema con programas informáticos usuales y que, en líneas generales, obtiene resultados análogos a los del artículo. Sin embargo la Tesis de Díaz Lozano ha puesto en evidencia tres puntos importantes:

– Con puntales muy rígidos, en vigas y forjados se registran a veces valores de $\gamma_f = 1{,}15$ lo que viene a suponer una seguridad global determinista del orden de 1,37, que es un valor muy inferior al nominal de 1,8.

– La fisuración de los forjados durante el proceso de cimbrado, conduce a flechas activas de $\frac{L}{400}$ en algunos casos.

– Curiosamente el punto crítico en el descimbrado no se presenta en los forjados o las vigas, sino al descimbrar vanos contiguos de entramados, en el pilar, con valores que a veces descienden a $\gamma_f = 0{,}77$ lo que viene a suponer una seguridad global del orden de 1,13, aunque es claro que la redistribución juega aquí un papel importante del lado de la seguridad.

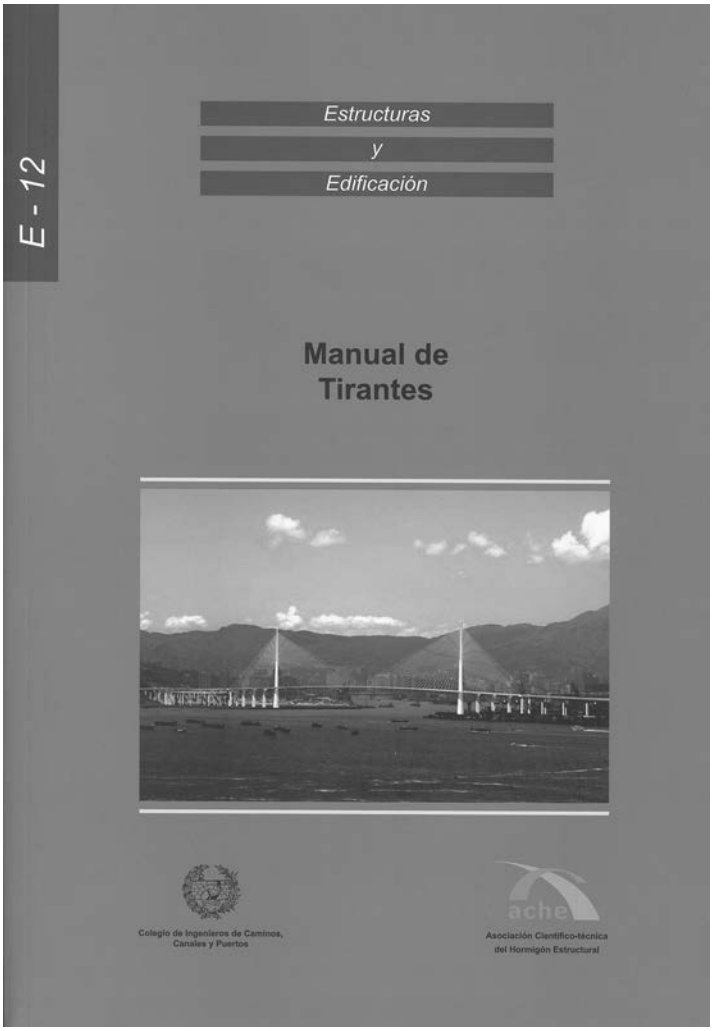
Mi libro de forjados, que amablemente citan los autores en su 3ª Edición, ha tenido dos ediciones posteriores, la 5ª de 2002, pero en este tema, aparte de algunos perfeccionamientos de detalle, no he variado el tratamiento. Donde si lo he hecho es en el libro "Ejecución y control de estructuras de hormigón" (J. Calavera, P. Alaejos, J. Fernández Gómez, E. González Valle y F. Rodríguez), donde claramente advierto sobre el riesgo de los refinamientos en este tema, salvo que se trate de obras con especial cuidado en la ejecución. En nuestro país son normales los puntales sin arriostrar, las cargas admisibles en puntales que algunas veces están basadas en ensayos incorrectos, etc. Uno de los frenos al recimbrado, en muchas de nuestras obras, es que al no estar arriostrados los puntales, si se bajan se caen. (Este hecho ha sido denunciado por el Departamento de I+D de una gran Empresa Constructora).

Esta prudencia mía, viene siendo compartida por el American Concrete Institute (ACI), que tanto en su libro "Formwork for Concrete" del año 2005(*) , como en su norma ACI 347 en su edición de 2004, coincide exactamente con los valores que yo uso, y por la Fédération Internationale du Béton (FIB) que en la Guide to good practice "Composite floor structures" adopta los mismos valores. También GARDNER, que ha realizado un trabajo excepcional en este campo, usa los mismos valores.

Tengo que decir que los autores hablan del "Modelo INTEMAC". El autor del libro citado soy yo e INTEMAC es únicamente el Editor. Por otra parte el hecho de que las tres publicaciones internacionales citadas y mi libro coincidan, en los valores y en mantenerlos para obras corrientes, es que los autores del modelo son GRUNDY y KABAILA que lo desarrollaron en 1963.

(*) En este libro se incluyen numerosas tablas, pero ninguna de cimbrado solo. Todas combinan el cimbrado y el recimbrado, con reducción muy importante de los coeficientes de carga y del número de puntales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



MANUAL DE TIRANTES

CAPÍTULO 1. Introducción
CAPÍTULO 2. Sistemas de tirantes e instalación.
CAPÍTULO 3. Detalles de proyecto.
CAPÍTULO 4. Cálculo.
CAPÍTULO 5. Durabilidad, inspección y mantenimiento.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados 34,00 €
– Precio venta al público 42,00 €

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

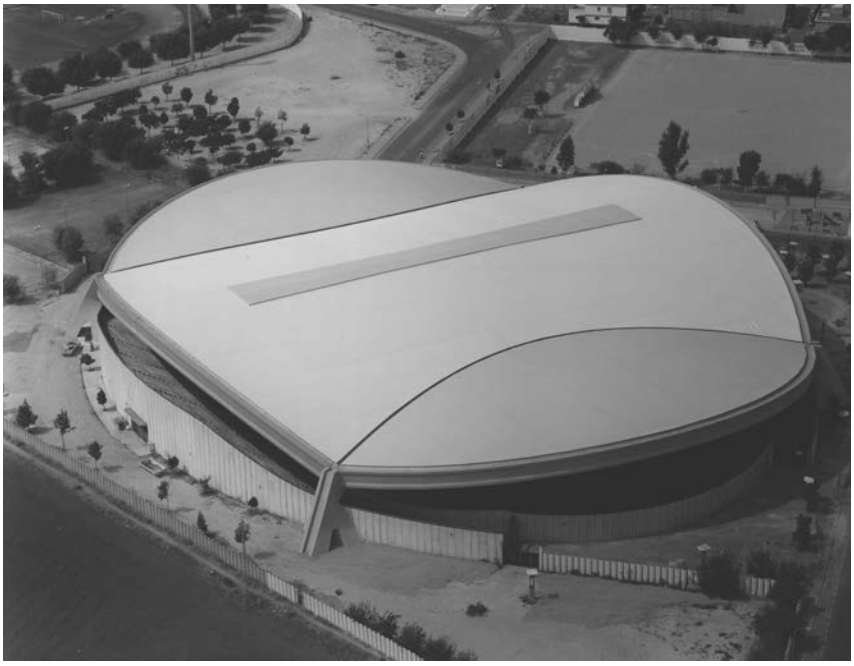
La cubierta del velódromo de Dos Hermanas
Primer Premio ICT 2007

Según publica el Boletín Informativo Construber en su nº 8, de este año 2007, el proyecto de la cubierta para el velódromo de Dos Hermanas (Sevilla), realización que es objeto de uno de los artículos del presente número de Hormigón y Acero, ha sido galardonado con el Primer Premio en la edición 2007 de los "Premios ICT de Construcción con Perfiles Tubulares de acero".

En la reseña de la concesión del citado premio publicada por Construber, se especifica textualmente que *"El Jurado calificador de los premios ICT'07 ha considerado a esta obra merecedora del citado galardón en atención:*

– ***Al protagonismo del perfil tubular en su proyecto**, su estructura se ha resuelto mayoritariamente con este tipo de perfiles.*

– ***A la envergadura de la obra**, consistente en el cubrimiento de una edificación ya existente de gran tamaño y significado social, sin interferir en la estructura y construcción original, con el objetivo de aprovechar al completo el recinto encerrado por ella.*



– ***Al diseño arquitectónico**, que dota al conjunto de una gran potencia visual permitiendo al edificio identificarse por símismo. Constituyendo además una solución novedosa y atractiva donde es patente el protagonismo de la estructura.*

– ***Al diseño estructural**, que propone una solución ligera y diáfana a la vez que sencilla ante unas exigencias estructurales importantes: cubrir una gran superficie utilizando únicamente cuatro puntos de apoyo.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo ..... Empresa .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

Datos de Facturación

Nombre completo ..... Empresa ..... CIF/NIF .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

¿ Es miembro de ACHE ? ☐

Forma de pago:

- ○ Cheque nominal a nombre de ACHE
- ○ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61	.....
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51	.....
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51	.....
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22	.....
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02	.....
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02	.....
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51	.....
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77	.....
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51	.....
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03	.....
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93	.....
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03	.....
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04	.....
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00	.....
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00	.....
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25	.....
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00	.....
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00	.....
E-12	Manutal de Tirantes	42,00	34,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	.....
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	.....
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	.....
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	.....
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54	.....
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	.....
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	.....
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	.....
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03	.....
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03	.....
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03	.....
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	.....
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	.....
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	.....
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	.....
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	.....
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	.....
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50	.....
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50	.....
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50	.....

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02	.....
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02	.....
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03	.....
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03	.....
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03	.....
Comportamiento estructural y criteros de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03	.....
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03	.....
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03	.....
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03	.....
Shear Strength of Reinforced High-Strengh Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03	.....
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03	.....
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50	.....

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

JUNIO 2007

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	**GT1/1** Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorino Ortega Valencia	**GT2/1** Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	**GT3/2** Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Ejecución de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	**GT4/1** Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Concepción Velando Cabañas	**GT5/1** Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4 PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

– Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

– Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.

3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

– PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

– PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 15.000 palabras ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (*1*); la O y el cero (0): la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

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. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

a) Referencias a 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; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Articulo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro peatonal ecepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**- Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones 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 (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) ..... (20 €)

☐ Menor de 30 ..... (40 €)

☐ Personal ..... (80 €)

☐ Colectivo ..... (187 €)

☐ Protector ..... (337 €)

☐ Patrocinador ..... (675 €)

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 .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025