HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2011 | Volumen 62 - nº 261

Puente de las Américas | Panamá

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

VSL

Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural

CTT STRONGHOLD

www.ctt-stronghold.com

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

CTT STRONGHOLD, S.A. Paseo de Gracia, 11 esc. 2, 1º - 08007 Barcelona, España. Telf. +34 93 289 23 30 Fax. +34 93 289 23 31 e-mail:cttbcn@vslsp.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Foto de portada: Puente de las Américas, Panamá

HORMIGÓN y ACERO

julio - septiembre 2011 | Volumen 62 - nº 261

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

Hormigón y Acero fue constituida en 1950 y es el órgano de expresión pública de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En la Revista se publican artículos relevantes dentro del campo de las estructuras, tanto de obra civil como de edificación. La Revista va dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y centros de investigación relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Hormigón y Acero, a quarterly that has been issued since 1950, is the vehicle used by the Spanish Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE: Scientific and Technical Association for Structural Concrete) to publish articles of interest on structures for civil works and buildings. Its readership includes engineers and architects working in the field out of construction companies, engineering consultancies, architecture studios, universities and research centres.

EDITAN:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
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

CONSEJO EDITORIAL:

Director:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Retineo, Madrid)*

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)*

Editor Jefe:
José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

Vocales:
Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados, Madrid)*
Juan Carlos Arroyo Portero (Calter, Madrid)
Ángel Arteaga Iriarte (instituto e. torroja - CSIC, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (Intemac, Madrid)
Jaime C. Gálvez Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Construcciones Sando, Madrid)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Julio Vaquero García (Ipac, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Gustavo Ayala Milián (Instituto de Ingeniería - UNAM, México)
Alex Barbat Barbat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Paulo R. L. Helene (Universidade de São Paulo, Brasil)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Argentina)
António Reis (IST - Universidade Técnica de Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (Dragados, Madrid)
José Manuel Roesset (Texas A&M University, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (Imperial College London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El **Comité de Redacción** se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del **Consejo Asesor Científico** es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional. Una descripción más amplia puede consultarse en www.e-ache.com/hya

REDACCIÓN / CONTACTO:

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
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com
www.e-ache.com/hya

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos:
ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: Walter Lance
Imprime: FISELGRAF

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

7 | Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá
Rehabilitation of Panama´s Bridge of the Americas
Patrick Ladret, Carlos Pérez Rodríguez, Pablo Vilchez Motino y Óscar Osiris Aguilar González

REALIZACIONES Y PROYECTOS

45 | Acueducto del Barranco Roig
Roig Gully Aqueduct
Arturo Rueda Rieu, Lorenzo Carbonell Cerezo, Rosa Monzó Enguix, José María Pastor Villanueva y David Ferreras Camarero

55 | Puente de la línea de alta velocidad Barcelona - frontera francesa sobre la AP-7 en Riudellots de la Selva
Barcelona – French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva
José Romo Martín

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

69 | Vulnerabilidad sísmica en edificios metálicos
Seismic vulnerability in steel buildings
Rosangel Moreno González, Jesús M. Bairán García y Wendel A. Rodas Aldana

81 | Análisis de la interacción vía-estructura en puentes ferroviarios
Track-structure interaction in railway bridges
Jesús Ortiz Herrera y José Ignacio Hernando García

SUMMARIES

101 | *Rehabilitation of Panama´s Bridge of the Americas*
Patrick Ladret, Carlos Pérez Rodríguez, Pablo Vilchez Motino and Óscar Osiris Aguilar González

102 | *Roig Gully Aqueduct*
Arturo Rueda Rieu, Lorenzo Carbonell Cerezo, Rosa Monzó Enguix, José María Pastor Villanueva and David Ferreras Camarero

103 | *Barcelona – French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva*
José Romo Martín

104 | *Seismic vulnerability in steel buildings*
Rosangel Moreno González , Jesús M. Bairán García and Wendel A. Rodas Aldana

105 | *Track-structure interaction in railway bridges*
Jesús Ortiz Herrera and José Ignacio Hernando García

OTRAS INFORMACIONES

106 | Los Eurocódigos: El corazón de la reglamentación estructural europea

107 | Monografía M-17
Recomendaciones relativas a seguridad y salud para la ejecucón de estructuras de hormigón. Puentes y estructuras de edificación convencionales

108 | Monografía M-18
Conservación de Aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en Puentes

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2011 | Volumen 62 - nº 261
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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)

ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A.
C/ San Romualdo, 26 - 6ª planta
28037 MADRID

ANEFHOP
C/ Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.
C/ Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
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)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
C/ 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. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID

EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)

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

EUROCONSULT
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)

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

FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE

TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)

GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INTEINCO
C/ Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

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

OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º dcha.
28014 MADRID

GRUPO PRAINSA
C/ Argualas, 3
50012 ZARAGOZA

PROYECTOS Y OBRAS DE ESTRUCTURAS E INSTALACIONES, S.L. "ZUBÍA INGENIEROS"
C/ República Argentina, 27 - 5º Izda.
36201 VIGO (PONTEVEDRA)

PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)

SGS TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29
28042 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

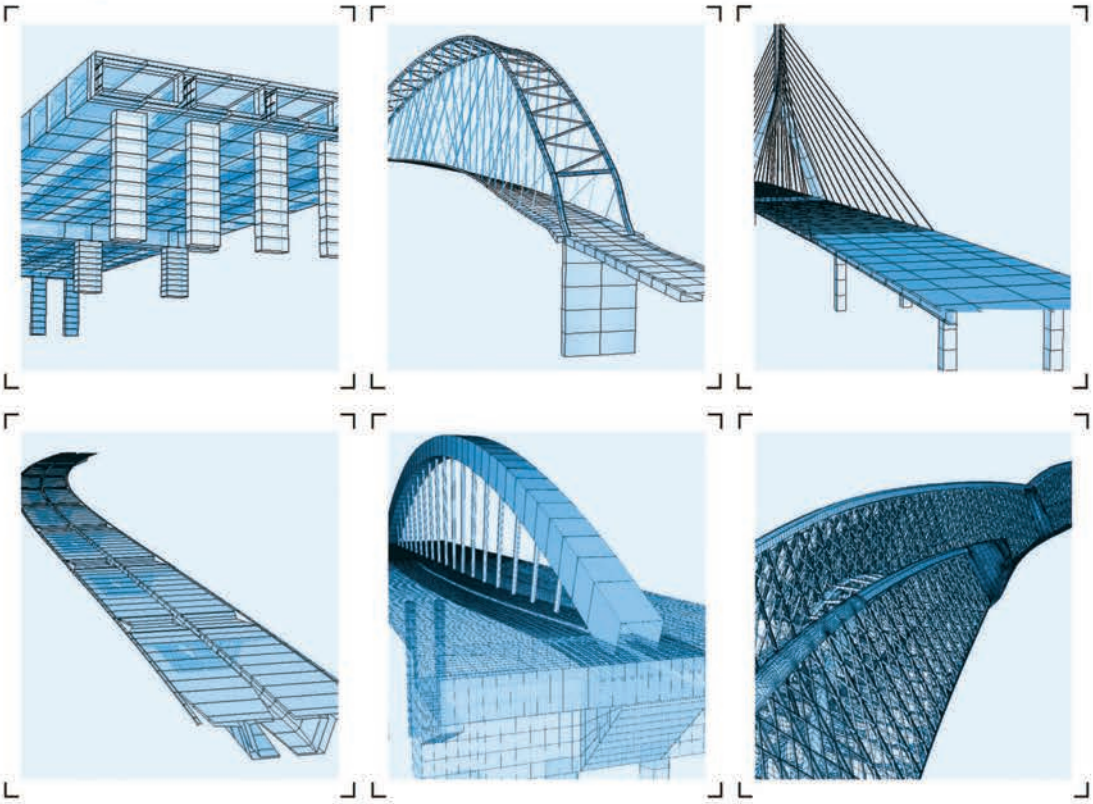
Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha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

armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE ARMADURAS PARA HORMIGÓN
acesa abertis
BASF The Chemical Company
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
BIS CONSULTORS ARQUITECTES
CALTER Ingeniería
GRUP CIMENTS MOLINS
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
VSL
CTT STRONGHOLD
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA TREFILERÍA
Eptisa GRUPO EP
ESTEYCO
ferrovial agroman
FH INGENIEROS FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.
FORMIGONS GIRONA, S.A.
FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE
MAPEI
ines ingenieros consultores
prefabricados CASTELO
idom
Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas IPAC
itc GRUPO ATISAE INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.
incosa
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
mecanoGumba
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
Pujol Prefabricados de Hormigón
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGON
PROES
RETINEO
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingenieria civil – puentes:



- Introducción del modelo totalmente gráfica, y referida a los ejes del trazado
- CABD – Asistente para el diseño de puentes (Computer Aided Bridge Design)
- Introducción paramétrica de secciones transversales
- Pretensado y postesado en 3D en vigas y losas
- Definición de fases constructivas, o modos de ejecución contractivos, para el análisis a lo largo del tiempo y la introducción de las acciones diferidas (avance en voladizos sucesivos, puentes empujados, etc ...)
- Cálculo de contraflecha y análisis de formas de elementos lámina y cables (también de forma iterativa)
- Librería con las cargas de los trenes de ferrocarril y carretera
- Líneas y áreas de influencia
- Distintos métodos de cálculo del sistema (iterativo, paralelo)
- Generación automática de combinaciones y envolventes según las distintas normativas (EHE, DIN-FB, OENorm, SIA, EC, BS, AASHTO, SNIP etc.)
- Cargas de trenes con interacción tren-estructura, análisis sísmico, análisis no lineal, análisis dinámico de los efectos del viento, interacción medio fluido-estructura (CFD)

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

CALTER Ingeniería
www.calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

Refuerzo, reparación y rehabilitación de obra civil, edificación y patrimonio
Tirantes estructurales — Pretensado — Losas postesadas — Barras de pretensado
Métodos de construcción (izados, empujes, giros, levantamientos)
Aparatos de apoyo — Dispositivos sísmicos — Juntas de calzada — Anclajes al terreno

c/ Melchor Fernández Almagro 23, 28029 Madrid - España
Tel.: +34 91 323 95 50 - Fax: +34 91 323 95 51 - E-Mail: correo@freyssinet-es.com
www.freyssinet.es

UNA EMPRESA DE SOLETANCHE FREYSSINET

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá

Rehabilitation of Panama´s Bridge of the Americas

Patrick Ladret[(1)], **Carlos Pérez Rodríguez**[(2)], **Pablo Vilchez Motino**[(3)] **y Óscar Osiris Aguilar González**[(4)]

Recibido | *Received:* 15-06-2010
Aceptado | *Accepted:* 17-03-2011

Resumen

El Puente de las Américas (1962) de 1.669 metros de longitud tiene un vano central de 344 metros sustentado por 46 péndolas que cuelgan de un arco metálico. Tras la inspección realizada en 2005 se constató que las péndolas formadas por 4 cables trenzados presentaban gran corrosión y pérdida de sección. Por consiguiente se decidió la sustitución de todas ellas por un nuevo sistema de tirantes con cordones autoprotegidos individualmente anclados con cuñas de fatiga. La metodología de sustitución elegida persiguió la simplicidad en la ejecución al disponer la conexión nueva del tirante entre los cables existentes, sin reducir en ningún momento el nivel de seguridad. Permitió instalar las nuevas conexiones y prefabricar los nuevos cables con un impacto mínimo sobre el tráfico, concentrando las fases de mayor impacto sobre el tráfico y limitando las actuaciones críticas de corte de cables y transferencia de carga a las noches.

Palabras clave: puente arco, tirante estructural, sustitución de péndolas, rehabilitación, celosías en voladizo.

*Abstract**

The America's Bridge (1962) has a length of 1 669 meters and a central span of 344 meters suspended by 46 hangers connected to a trussed tied arch. Following the inspection in 2005 it was found that the hangers made with four parallel wire ropes showed high corrosion and section loss. A complete replacement of the hangers was decided as the best solution. The new system is composed by parallel self-protected strands anchored with fatigue wedges. The chosen replacement methodology pursued the simplicity in the implementation by providing the connection of the new hanger between the existing cables without reducing the security level at any time. The system allowed installing the new connections and prefabricating the new cables with a minimum impact on traffic, bringing together the stages of greatest impact in the shortest possible time limiting critical operations of cutting cables and load transfer at night.

Keywords: *arch bridge, stay cable, hangers replacement, rehabilitation, cantilever.*

* ***Page 101 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

(1) Ingeniero E.N.T.P.E. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Ingeniero Naval. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(3) Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(4) Ingeniero Especialista en Estructuras, Euro Estudios S.A. de C.V. (México DF, México).

Persona de contacto / *Corresponding author:* pladret@freyssinet-es.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

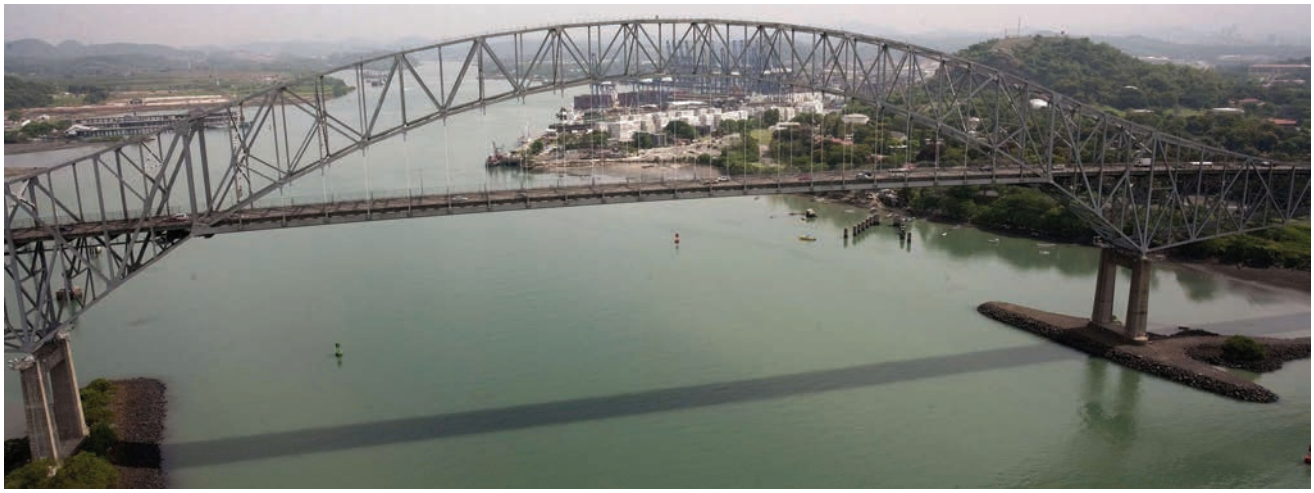


Figura 1. Imagen del vano central del Puente de las Américas tras su rehabilitación
Figure 1. Image of the main span of the Bridge of the Americas after its refurbishment

1. INTRODUCCIÓN

El Puente de las Américas (Figura 1) conecta la ciudad de Panamá con el área oeste y el interior del país, salvando el Canal de Panamá. El puente es vital para la Autopista Panamericana: despúes de su inauguración en 1962 ya circulaban 9.500 vehículos al día. En 2004, año en que se inauguró el segundo puente sobre el Canal, (Puente Centenario), el tráfico diario era de 35.000 vehículos.

Fue construido entre 1959 y 1962 por John F. Beasley & Co. por un importe de 20 millones de dólares, con diseño original de Sverdrup y Parcel.

1.1. Descripción de la estructura

Como se muestra en la Figura 2, tiene una longitud de 1.669,2 metros divididos en 14 vanos de estribo a estribo y un tramo central de 344 m. Con una anchura de tablero de 10,4 m, el puente fue diseñado para soportar 3 carriles en los vanos de acceso y 4 carriles en el vano central, con el objeto de ser apto para una ampliación futura.

La estructura consta de tres partes principales: dos viaductos de acceso más el puente principal. Los viaductos de acceso están formados por celosías de tipo Warren con tablero apoyado en el plano superior de la celosía.

El puente principal se compone de dos tramos de contrapeso o anclaje (celosías de canto variable de tipo Baltimore) con tablero intermedio prolongados en sus extremos por ménsulas de las cuales cuelga el vano central. La disposición estructural del puente principal se asemeja a una yuxtaposición de estructuras isostaticas (ver Figura 3).

El vano central está formado por un arco metálico de canto variable con tablero inferior. El tablero inferior suspendido, con una luz aparente de 259 metros, cuelga de 46 péndolas.

El arco pesa unas 17.000 toneladas y su altura en la clave alcanza los 118 m sobre el canal, tiene una relación flecha/luz de 1/5 y una relación canto de viga de tablero/luz de 156.

El tablero está constituido por una losa mixta de hormigón armado de 18 cm de espesor promedio y viguetas longitudinales con una separación de 2 metros como se representa en la Figura 4. Las viguetas descansan sobre unos travesaños cada 10,8 metros en el tramo central y cada 7,5 metros en los vanos de acceso. Las juntas de la losa dispuestas cada 2 o 3 travesaños, hacen que la losa no contribuya a la resistencia y rigidez de la celosía.

En toda la estructura los cordones y las diagonales que forman las celosías y los travesaños son vigas de tipo cajón roblonadas con almas llenas y alas superior e inferior aligeradas.

Todas las uniones de la estructura se han realizado mediante roblonado con la excepción de las uniones fabricadas en la obra, las cuales están realizadas con tornillos trabajando a cortante. La estructura original no tiene uniones soldadas.

Cada péndola del arco central está formada por 4 cables trenzados helicoidales de 7 cordones galvanizados cada uno, excepto la primera y última péndola de cada reticulado, que están constituidas por perfiles metálicos. La longitud varía desde los 7 metros en el arranque (PP-22) hasta los 31,4 metros (PP-32) en el centro del arco.

1.2. Proceso constructivo

El proceso constructivo (ilustrado en la Figura 5), de una forma simplificada, constó de las siguientes fases:

- Construcción de los arcos por voladizos sucesivos como celosía, con apoyos bloqueados en P6 y P7,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

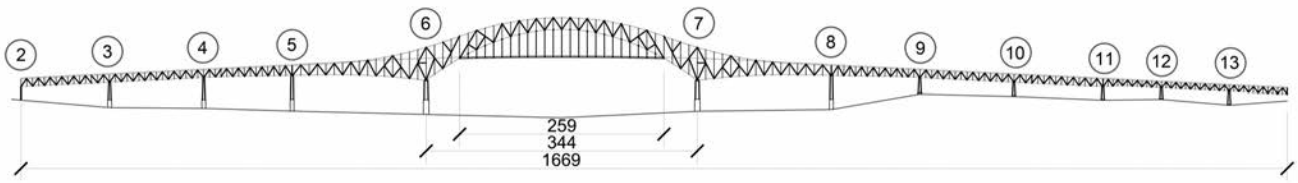


Figura 2. Plano general del Puente de las Américas
Figure 2. General view of the Bridge of the Americas

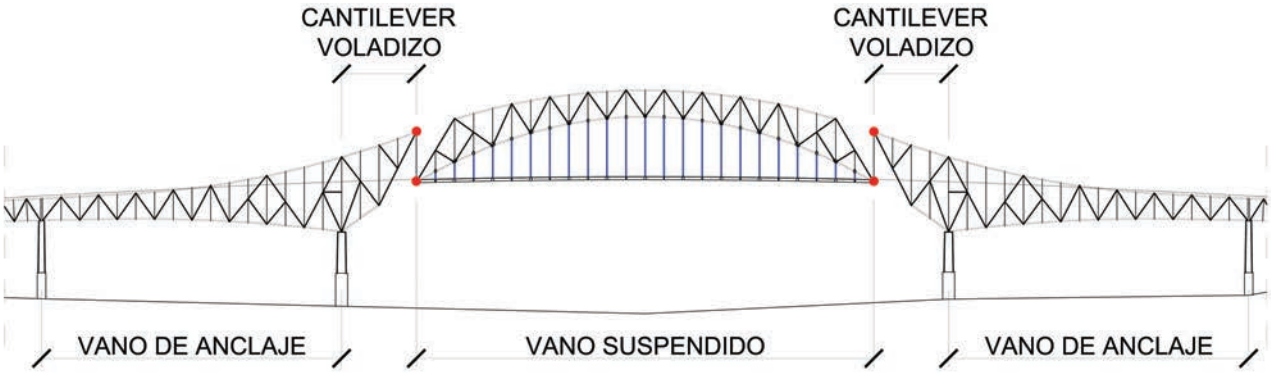


Figura 3. Detalle del puente principal
Figure 3. Detail of the main bridge

1. INTRODUCTION

The Bridge of the Americas (Figure 1) links Panama City with the western and interior part of the country, spanning the Panama Canal. The bridge was an important element of the Pan-American Highway. After its inauguration in 1962 the bridge carried approximately 9 500 vehicles per day. In 2004, the year the second bridge spanning the Canal (Puente del Centenario) was opened, the daily traffic increased to 35 000 vehicles a day.

The bridge was built between 1959 and 1962 by John F. Beasley & Co. totalling 20 million dollars and originally designed by Sverdrup & Parcel.

1.1. Description of the structure

As shown in Figure 2, the bridge has a span length of 1 669.2 meters divided into 14 spans between abutments and a main span of 344 m. With a 10.4 m width deck, the bridge was designed to accommodate 3 lanes at the access points and 4 lanes in the main span to facilitate future expansions.

The structure consists of three main parts: two access viaducts and the main body of the bridge. The access viaducts consist of Warren trusses with a deck on the upper level of the lattice.

The main bridge consists of two sections of counterweight or anchored elements (variable depth trusses, type Baltimore) with the middle deck prolonged at its ends by cantilevers from which the main span is suspended. The structural arrangement of the main bridge resembles a juxtaposition of isostatic structures (see Figure 3).

The main span consists of a variable depth steel arch with a lower deck. The 259 meter lower deck is suspended from 46 hangers.

The arch weighs about 17 000 tons and its maximum crown height tops out at 118 m above the Canal. It has a deflection / span ratio of 1/5 and a deck girder depth / span ratio of 156.

The deck consists of a reinforced concrete composite slab with an average depth of 18 cm and longitudinal beams every 2 meters as shown in Figure 4. The longitudinal beams rest on transoms every 10.8 meters at the central section and every 7.5 meters in the access viaducts. The slab joints arranged every 2 or 3 bridge beams prevents the slab from contributing to the strength and stiffness of the lattice.

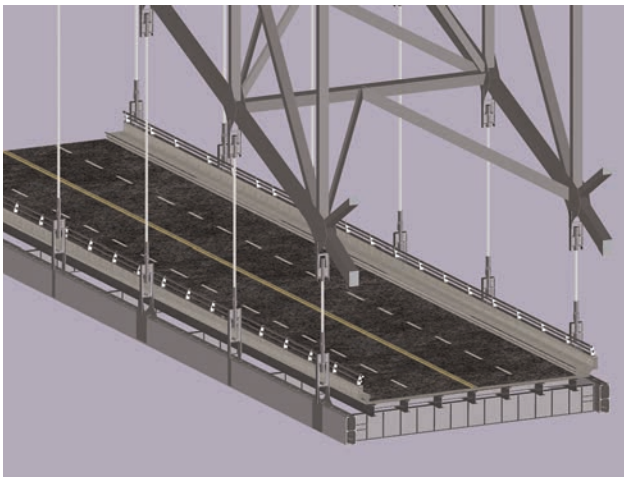


Figura 4. Perspectiva del tablero con las nuevas péndolas
Figure 4. Perspective of the bridge deck with the new hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

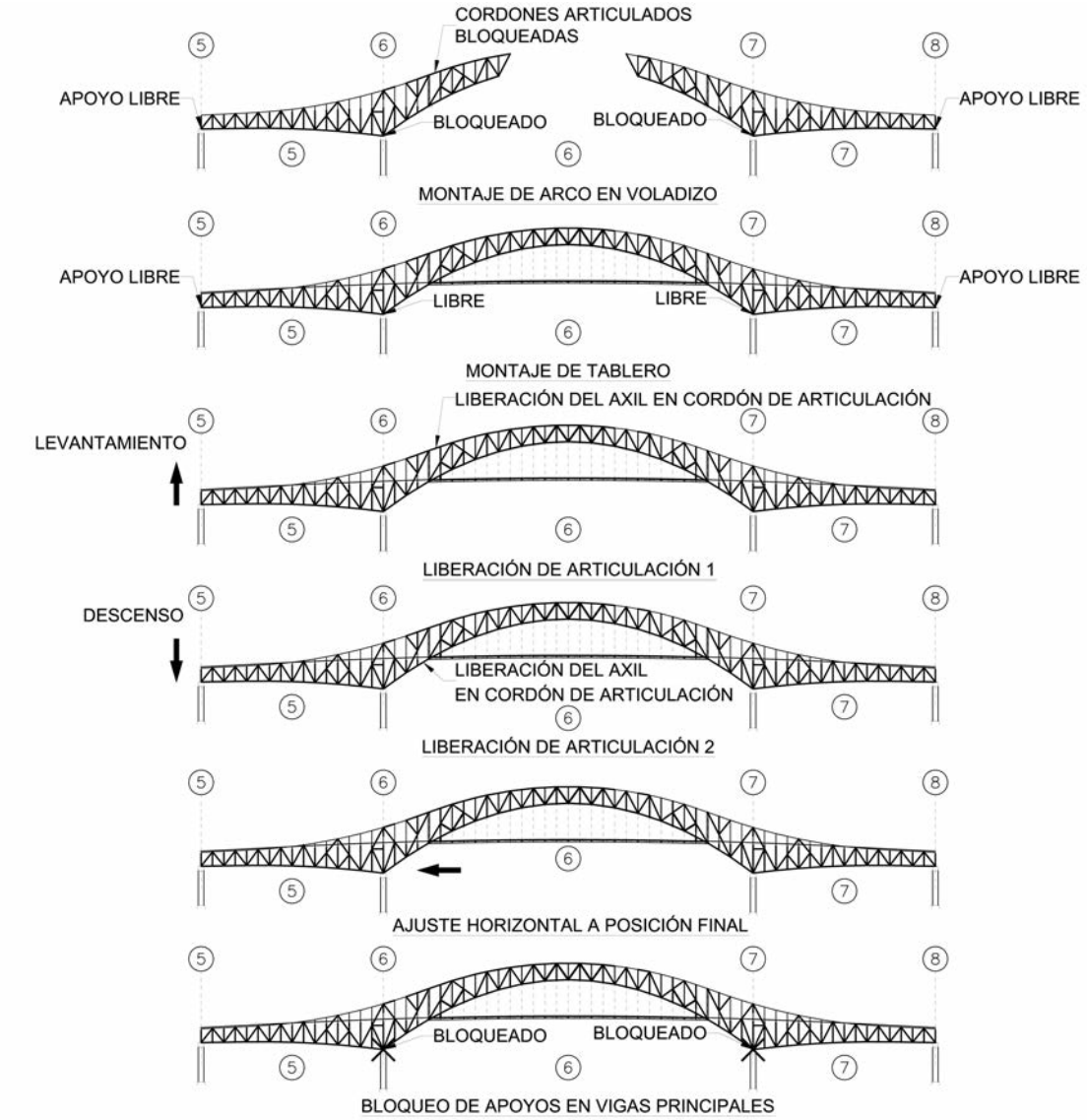


Figura 5. Cinemática de construcción del puente principal
Figure 5. Construction procedure of the main bridge

- Conexión del arco en clave.
- Instalación de péndolas y de tablero por tramos de 21,6 metros (tramos isostáticos colgados de 2 péndolas).
- Conexión del tablero al arranque del arco.
- Levantamiento del tablero en pilas 5 y 8 para descargar los cordones superiores de las articulaciones del arco y liberarlas.
- Descenso del tablero en pilas 5 y 8 para liberar los cordones inferiores de las articulaciones del arco.
- Estas últimas fases provocaban la entrada en carga del arco y del tablero como viga tirante del arco: toda la carga del vano central colgaba entonces de los vanos de anclaje.
- Desplazamiento horizontal de los apoyos en las pilas 6 y 7 y ajuste de posición del apoyo sobre pila. Bloqueo de los apoyos de P6 y P7.

1.3. Historial de actuaciones y estado de la estructura

En 1997 el tablero fue ampliado a 4 carriles en toda su longitud con un recrecido de plataforma en los vanos de acceso y refuerzo de la celosía (Figura 6).

A pesar del ambiente industrial y marino y del masivo flujo de tránsito vehicular, el puente Las Americas está globalmente en condiciones aceptables. Según las inspecciones realizadas por el propio proyectista desde 1973, el puente se encontraba en buen estado general, aunque ya se estimaba la vida útil de los cables helicoidales entre 40 y 50 años vista la experiencia en otros puentes similares. Por consiguiente, la sustitución de las péndolas estaba programada para ser realizada entre 2002 y 2012.

En 1997, la nueva inspección realizada por TY Lin International confirmaba este diagnóstico al señalar la presencia progresiva de corrosión en los cables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

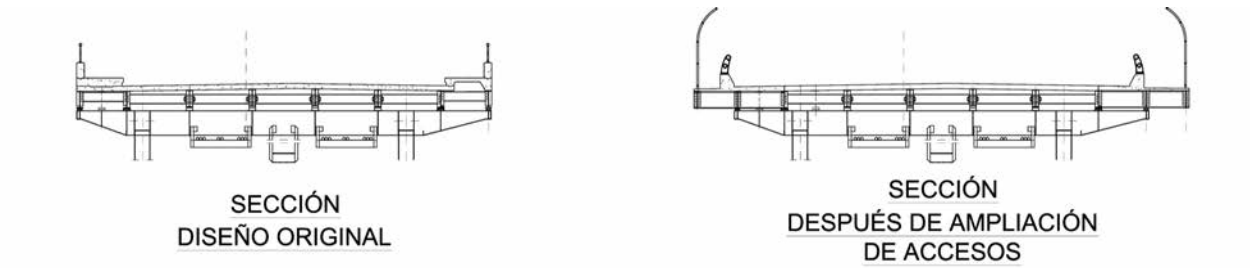


Figura 6. Sección del tablero ampliado a 4 carriles
Figure 6. Deck section widened to 4 lanes

The strands and diagonal braces that compose the trusses and bridge beams in the entire structure are in fact riveted box-girders with lightweight upper and lower flanges.

All unions of the structure are made with rivets, with the exception of the on-site unions which are made with shear locking bolts. The original structure does not have weld unions.

Each hanger consists of 4 spiral cables composed of 7 galvanized strands each, with the exception of the first and last hanger of each truss which are vertical rigid trusses. The hangers length varies from 7 meters at the rise (PP-22) up to 31.4 meters (PP-32) at the centre of the arch.

1.2. Construction process

The construction process, illustrated in Figure 5, basically consisted of the following phases:

- *Construction of the arches using cantilever trusses with blocked bearings at P6 and P7.*
- *Connection of the arch crown.*
- *Installation of hangers and deck at 21.6 meter sections (isostatic sections hanging from 2 hangers).*
- *Connection of the deck to the springing of the arch.*
- *Raising the deck on piers 5 and 8 to unload the upper chord of the arch joints and release them.*
- *Lowering the deck on piers 5 and 8 to release the lower chord of the arch joints.*
- *The last phases allowed the arch to bear loads and the deck to become the tie beam of the arch: the entire main span load then hangs from the anchor spans.*
- *Horizontal displacement of the bearings on piers 6 and 7 and pier bearing position adjustment. P6 and P7 bearing blocking.*

1.3. Record of actions and state of the structure

In 1997 the deck was widened to 4 lanes throughout its entire span, widening the access viaducts and reinforcing the trusses (Figure 6).

Despite the industrial and marine environment and the massive flow of traffic, the Bridge of the Americas has an overall acceptable condition. According to the inspections conducted by the project designer himself since 1973, the bridge was found to be in an overall excellent condition, although the estimated lifespan of the spiral cables was to be between 40 and 50 years due to the observations in other similar bridges. Therefore, the replacement of the hangers was scheduled to be carried out between 2002 and 2012.

In 1997, a new inspection conducted by TY Lin International confirmed this diagnosis by pointing out the growing presence of corrosion in the cables.

The deck slab was subjected to a detailed inspection in 1997. Due to the extensive degradation with the appearance of fissures, the residual life of the slab was estimated to be about 10 years. Its comprehensive refurbishment has since been programmed.

2. REFURBISHMENT PROJECT

In 2005, the Panama Canal Authority (ACP) awarded the Ammann & Whitney / Louis Berger Group Joint Venture the detailed inspection works of the bridge and its structural refurbishment. The works included the electromagnetic inspection of the hangers, as well as the connections via boroscope, inspection of the concrete of the piers and abutments and the bearing devices of the entire superstructure.

The inspection findings indicated that the corrosion was progressive in the hangers, with a widespread breakdown of the galvanization, and the existence of localized areas with varying degrees of section loss, especially below the anchoring area where numerous damaged cables were discovered, as shown in Figure 7. The damage had already spread to 60% of the cables (8.5% of them in critical condition), which was a significant increase since the last inspection [1].

Given the monolithic type of cables, along with the non-reversible anchoring system and the increase of corrosion between the last two inspections, a complete replacement

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La losa de tablero fue objeto de una inspección pormenorizada en 1997. Debido a la extensa degradación por fisuración, la vida útil residual de la losa se estimaba en unos 10 años. Desde esta fecha se programaba la sustitución integral de la misma.

2. PROYECTO DE REHABILITACIÓN

En 2005, la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) adjudicó a Ammann & Whitney / Louis Berger Group Joint Venture la inspección pormenorizada del puente y la redacción del proyecto de rehabilitación estructural. Los trabajos incluyeron la inspección electromagnética de las péndolas, así como de las articulaciones por medio de boroscopio, del hormigón de pilas y estribos, y de los aparatos de apoyo en la totalidad de la superestructura.

Las conclusiones de la inspección indicaban que la corrosión en las péndolas era progresiva con una falla generalizada del galvanizado y pérdida de sección de grado variable en áreas localizadas, especialmente en la zona de anclajes donde había numerosos alambres rotos tal como se aprecia en la Figura 7. El daño ya se había extendido a un 60% de los cables (8,5% de ellos en estado crítico) con un importante aumento desde la última inspección [1].

Teniendo en cuenta la tipología monolítica de los cables junto con el sistema de anclaje "no detesable" y el avance de la corrosión entre las dos últimas inspecciones, se consideró como única opción viable el reemplazo total del sistema de péndolas, descartando el reemplazo parcial.

2.1. Licitación y alcance de los trabajos

En la primavera de 2007, se estableció el pliego y las bases del concurso que fue licitado públicamente entre julio y agosto 2007. A principios de 2008 se adjudicó la primera fase de rehabilitación integral a la "Asociación Accidental Puente de las Américas" formada por FREYSSINET y la empresa panameña CUSA.

El proyecto de rehabilitación recogía la realización de los siguientes trabajos:

- Sustitución de los cables de péndolas por otros constituidos por cordones paralelos autoprotegidos conforme a las recomendaciones del PTI.
- Análisis estructural, diseño y metodología de reemplazo de péndolas (modelo estructural, planos y especificaciones técnicas).
- Sustitución de los bulones de 5'' de las articulaciones del puente principal.

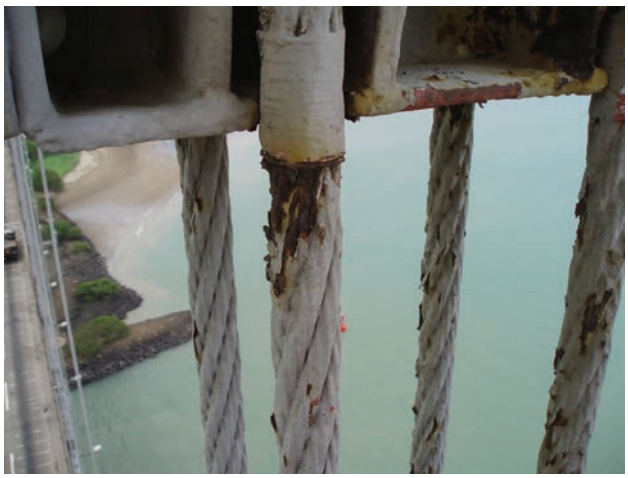


Figura 7. Imágenes de corrosión en los cables de péndolas
Figure 7. Images of corrosion on the hangers

- Recolocación de apoyos corrigiendo su alineación.
- Limpieza y tratamiento anticorrosivo de apoyos.
- Sellado e inyección de fisuras en pilas y estribos.
- Restablecimiento de la escollera (la protección de encepado de las pilas cercanas al Canal).
- Reemplazo e instalación de nuevos elementos: barandillas, escaleras, barreras de protección de los accesos, escotillas y malla de seguridad.

Estos trabajos de rehabilitación de la superestructura se consideraban necesarios para restablecer un nivel de seguridad suficiente en el puente con el objeto de permitir, en una segunda fase, la sustitución integral de la losa de tablero.

3. TRABAJOS PREVIOS

Se realizó una inspección completa del estado del puente para confirmar in-situ los datos disponibles de la superestructura. Previamente se había realizado una recopilación de toda la información existente: planos de proyecto y taller, memorias disponibles e informes de inspección, mantenimiento, proyectos de ensanche y modificación del puente.

En la inspección se cuantificaron los daños, la evolución de los mismos desde la última inspección, se corroboraron las mediciones del proyecto y se establecieron las resistencias de los materiales (Figura 8) a fin de: realizar el análisis estructural, confirmar la metodología y preparar la ejecución de la obra (área de trabajos, accesos, etc.).

En particular, y debido al método de sustitución de péndolas, se realizó una plantilla de cada nodo de anclaje de tirante, reflejando con exactitud cada cartela y la posición de los roblones. Asimismo, se replantearon las vigas y zonas de conexión de los bulones en las articulaciones del puente principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

of the hangers was deemed as the best solution, ruling out a partial hanger replacement.

2.1. Bidding and scope of works

In the spring of 2007, the specifications and conditions of the bidding, publicly tendered in July and August 2007, were established. In early 2008 the first phase of the comprehensive refurbishment was awarded to "Asociación Accidental Puente de Las Américas", a joint venture formed by FREYSSINET, and the Panamanian company, CUSA.

The refurbishment project entailed the following works:

- *Replacement of the hangers by other hangers consisting of parallel and self-protected cables, in accordance with the recommendations of the PTI.*
- *Structural analysis, design and methodology of the hanger replacement (structural model, drawings and technical specifications).*
- *Replacement of the top 5" bolts of the main bridge joints*
- *Relocation of the expansion bearings, thereby correcting the alignment.*
- *Spot cleaning, and the application of an anti-corrosion treatment on the bearing devices*
- *Sealing and grouting of cracks in piers and abutments.*
- *Restoration of the rip-rap (pile cap protection of the piers near the Canal).*
- *Replacement and installation of new elements: handrails, stairs, access protection barriers, hatches and cyclone fencing.*

These refurbishment works of the superstructure were considered necessary to restore the bridge to a sufficient level of safety. This will also allow the comprehensive replacement of the deck slab in a future phase.

3. PRELIMINARY WORKS

A complete inspection of the bridge condition was conducted in order to confirm the available information of the superstructure in-situ. A compilation of all existing information of the structure was carried out beforehand: project and shop drawings, available specifications, and inspection and maintenance reports, bridge widening and modification projects.

The inspection report quantified the damages, its progress since the last inspection and the project dimensions were corroborated and the strength of the materials (Figure 8) was established in order to perform the structural analysis, confirm the methodology and prepare the execution of the works (work site, access, etc.)

Figura 8. Ensayos de materiales en el reticulado
Figure 8. Materials testing in trusses

In particular, and due to the hanger replacement method, a template for each stay cable connection node was made, reflecting the precise position of every stiffener and rivet. The beams and the bolt union positions in the joints of the main bridge were also laid out.

3.1. Non-destructive material testing

3.1.1. Steel

The drawings indicated the presence of various types of steel, according to the applicable American Standards of the period the bridge was constructed, in order to optimize the quantities. The collected information was incomplete, and therefore did not allow the properties of each section to be accurately defined. Thus, samples were taken from different metal sheets (by means of circular cutting with a diamond bit) to perform chemical and mechanical (strength, resilience) tests. Once the mechanical properties of each material were known, hardness testing was performed on the structural elements that were not documented in order to deduce their properties by comparing samples (strength/chemical composition/hardness ratio). Stated below are the main characteristics of the used structural steels:

- *A7 and A373 steel. Weldable steel with fy = 36 ksi (248 MPa) and fu = 58 ksi (400 MPa) used for steel profiles.*
- *A242. Stainless steel with improved properties against corrosion ("weathering steel" with high copper content), with fy = 50 ksi (345 MPa) and fu = 70 ksi (480 MPa). Used for thicknesses up to $^3/_4$".*
- *Structural Manganese steel (MS) used in steel profiles and unions. By comparison, it resembled an A709 steel "50 grade" (f = 50 ksi, 345 MPa, fu min = 480 MPa). Because of not having the standards of the period when the bridge was constructed, tests were conducted in order to characterize the mechanical properties, its hardness, analysis of the chemical composition and its*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3.1. Ensayos no destructivos en materiales

3.1.1. Aceros

Los planos dejaban constancia de la presencia de varios tipos de acero según la normativa americana de la época, con el fin de optimizar las cantidades al máximo. La información recopilada, al ser incompleta, no permitía definir con exactitud las propiedades de cada sección, por lo que se extrajeron muestras de las distintas chapas (mediante corte circular con broca de diamante) para realizar unos análisis químicos y mecánicos (resistencia, resiliencia). Una vez conocidas las propiedades mecánicas de cada material, se procedió en obra a la medición de dureza de las partes de la estructura no documentadas, para deducir sus propiedades por comparación a las muestras (relación resistencia / composición química / durezas). A continuación se adjuntan las características de los principales aceros estructurales empleados:

- Acero A7 y A373: acero soldable con fy = 36 ksi (248 MPa) y fu = 58 ksi (400 MPa) empleados para perfiles.
- Acero A242: acero con propiedades mejoradas frente a la corrosión ("wheathering steel" con alto contenido en cobre), con fy = 50 ksi (345 MPa) y fu = 70 ksi (480 MPa). Se empleaban para espesores hasta $^3/_4$".
- Structural Manganese steel (MS): empleados en perfiles y uniones. Por deducción se asemejó a un tipo "grade 50" de la A709 (fy = 50 ksi, 345 MPa, fu min = 480 MPa). Al no contar con la normativa específica de la época, se realizaron ensayos para caracterizar las propiedades mecánicas, dureza, análisis de la composición química y soldabilidad. La dispersión de los valores del carbono equivalente y el alto contenido en manganeso y azufre hicieron necesarias unas pruebas adicionales para determinar los procesos de soldeo según AWS D1.1/D1.1M, con los que se caracterizó la soldabilidad, el procedimiento de soldeo y de preparación [2].
- Acero para roblones: los valores de la antigua norma A141 ASTM de referencia se corroboraron por ensayos comparativos de durezas. A su vez se verificó la correspondencia del diámetro de roblones con los planos de taller.
- Aceros forjados de los bulones y articulaciones, aceros fundidos de los apoyos: todos estos aceros tenían una definición completa en el proyecto y sus propiedades mecánicas se verificaron mediante ensayos comparativos de dureza.

3.1.2. Hormigón armado

Las inspecciones y ensayos realizados en 1997 y 2005 proporcionaron una información extensa y suficiente para corroborar las características mecánicas del hormigón (Tabla 1). La penetración de cloruros y carbonatación se consideraron limitadas en los hormigones existentes. La inspección se centró esencialmente en el replanteo pormenorizado y extensión de los daños en pilas y estribos. Se realizaron extracciones de muestras de las armaduras en pilas y estribos y ensayos a tracción de las mismas, para contrastar los valores de resistencia mecánica reales, dadas las contradicciones entre los datos del proyecto original y los resultados obtenidos en inspecciones anteriores.

Se limitaron las inspecciones en la losa en las zonas con daños más avanzados, que presentaban un riesgo inminente para la presente actuación.

3.1.3. Péndolas

Al no disponer de material de repuesto o sustituido para poder efectuar ensayos de tracción sobre un tendón completo, se estimaron las características mecánicas a partir de la normativa y de los catálogos de los fabricantes de la época. A efectos de cálculo se consideró un acero ASTM A603. Para un cable de 2 $^1/_4$" con revestimiento de clase A se obtienen los siguientes valores:

- A = 4*948,4 = 3794 mm^2
- Fr min = 5.088 KN
- σr = 1.341 MPa
- E = 133 GPa

3.2. Medición de la fuerza de las péndolas.

Se determinó la fuerza de cada una de las péndolas por el método de la cuerda vibrante. La medición se realizó con un conjunto de 4 acelerómetros bidireccionales piezoeléctricos puestos sobre cada uno de los 4 cables que formaban cada péndola, conectados a un analizador de frecuencias propias. Las distintas mediciones realizadas mostraron una simetría de los resultados entre haces y se verificó que la suma total de carga igualaba el peso del tablero. Cabe destacar que las péndolas más pequeñas, en ambos extremos del vano central, tenían una tensión muy reducida. Esto sirvió también para determinar el orden de ejecución de las operaciones de reemplazo.

3.3. Levantamiento topográfico del puente y prueba de carga

El levantamiento topográfico inicial incluyó la nivelación del tablero en diversos puntos del puente: arranques del arco, accesos, zona de junta, y en cada punto de péndola. También se midió la longitud de los cables/péndolas y de las horquillas, confirmando la información de planos. Se verificó la inclinación de pilas y los niveles de los apoyos. No se puso de manifiesto ninguna anomalía en el puente principal.

Como se ilustra en la Figura 9, se realizó una prueba de carga, para medir la respuesta del tablero y el arco

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 1. Características de los hormigones en proyecto
Table 1. Concrete characteristics under project

Hormigones / *Concrete*	fck (MPa)
Estribos / *Abutments*	4.000 psi (28 MPa)
Pilas y viga transversal de pila / *Piers and pier crossbeam*	4.000 psi (28 MPa)
Losa de tablero / *Deck slab*	3.000 psi (21 MPa)
Losa de acera ensanchada en vanos de acceso *Widened slab in access viaducts*	4.000 psi (28 MPa)

weldability. The dispersion of the carbon values and its high manganese and sulphur content meant that it was necessary to conduct additional tests to determine its welding process, according to AWS D1.1/D1.1M which characterized weldability and the welding and preparation procedures [2].

- *Steel in rivets: the values of the former ASTM A141 standard were confirmed by comparison hardness tests. All the while, the correspondence of the diameter of rivets with the workshop draws was verified.*
- *Wrought steel in bolts and joints, cast steel in bearings: all these steel types were fully defined in the project and its mechanical properties were verified by comparison hardness tests.*

3.1.2. Reinforced concrete

The inspections and tests conducted in 1997 and 2005 provided extensive information to corroborate the mechanical properties of the concrete (Table 1). Chloride penetration and carbonation were considered limited in the existing concrete. The inspection focused primarily on the detailed findings and the extension of the damage in piers and abutments. Extractions were performed on the piers and abutments rebars, as well as tensile tests to compare the mechanical resistance between the original project values and the results obtained from previous inspections.

The slab inspections were confined in areas with major damage, presenting an imminent risk to this intervention.

3.1.3. Hangers

In the absence of spare or replacement material to carry out tensile tests on a full tendon, the mechanical properties were estimated from the existing standards and from the manufacturers' catalogues at the time the bridge was constructed. For calculation purposes, ASTM A603 steel was used. A 2 $^1/_4$" cable with Class A sheathing has the following values:

- $A = 4 * 948.4 = 3\,794\ mm^2$
- $Fr\ min = 5\,088\ KN$
- $\sigma r = 1\,341\ MPa$
- E = 133 GPa

3.2. Measuring the force of the hangers

The force of each hanger was determined by the method of the taut string. The measurement was performed with a set of 4 bidirectional piezoelectric accelerometers placed on each of the 4 cables that compose each hanger and connected to a natural frequency analyser. The different measurements indicated symmetric results between bundles, and the sum of the loads was verified to be equal to the total deck weight. It should be noted that the shorter hangers at both ends of the main span had a low tensile load. This was also used to determine the execution order of the replacement operations.

3.3. Topographic survey of the bridge and load test

The initial survey included the levelling of the deck in various parts of the bridge: arch abutment, access, joint areas, and at each hanger point. The length of the cables/hangers and lifting forks were also measured, confirming the drawing information. The tilt of the piers and the bearing levels were also checked. No anomalies were discovered in the main bridge.

As illustrated in Figure 9, a load test was performed to measure the response of the deck and the arch to a defined load. Four 20 ton trucks were placed in the main span (axis hangers: 31, 31 ') on each side of the deck (north and

Figura 9. Prueba de carga con camiones
Figure 9. Load test with trucks

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ante una carga definida. Se colocaron 4 camiones de 20t, en el centro de vano (eje de las péndolas: 31, 31') en cada lado del tablero (norte y sur). La prueba se realizó con un corte total del tráfico en dos noches. El ensayo reveló un comportamiento adecuado de la losa de tablero, del arco y del sistema de articulación.

Por otro lado, el error de medición de deformación del tablero en centro de vano entre modelo y topografía alcanzó el 20%. Si bien este error era aceptable para confirmar las hipótesis del modelo, se puso de manifiesto que el proceso de control de topografía con estación total era incompatible con las exigencias de tiempo y precisión requeridas en el procedimiento de sustitución de péndolas. En consecuencia se modificó el control geométrico previsto, por la toma de nivel de tablero y la medición de longitud con distanciómetro láser, tal como se describe en el punto 8.

4. SISTEMA DE ARTICULACIONES DE LA CELOSÍA

El sistema de celosías en voladizo (cantilever) se conoce como vigas GERBER, nombre que se debe al Dr. Ing. H. Gerber que las patentó en 1866 [3]. Se utilizó de forma efectiva en estructuras de vanos largos a finales del siglo XIX como el conocido "Firth of Forth" en Escocia de B. Baker y J. Fowler.

Este sistema, ilustrado en la Figura 10, consiste en introducir articulaciones en una viga continua para hacerla isostática. Presenta las ventajas siguientes:

- Optimización de una viga continua con una ley de momentos flectores de signos alternos entre vano y apoyo,
- Sencillez de una viga isostática de cara al montaje,
- La distribución de esfuerzos no es sensible a los asientos en cimentaciones.

En el caso del puente Las Américas (Figura 11), estas articulaciones son móviles. Toman la forma de un montante articulado en sus dos extremos con una interrupción de los cordones de la celosía. Transmiten el cortante pero no el axil, ni el momento. Funcionan como juntas que resuelven los movimientos por efectos térmicos a lo largo de todo el puente. Este sistema de articulaciones se incluye tanto en los vanos principales, como en los vanos de acceso para limitar las luces continuas.

En la sección articulada, se restablece la continuidad visual de la celosía pero es "artificial", es decir, se dispone un tramo de cordón superior y de cordones inferior llamado "dummy member" que no recoge carga axial. La interrupción de los cordones se garantiza liberando un extremo mediante un bulón. Para que esta articulación permita los movimientos ante cargas transitorias y efectos térmicos de la celosía, el bulón está colocado en una guía con forma de agujero rasgado. En la literatura, se indica que se disponían estos "falsos cuerdones" por razones estéticas y psicológicas para dar la impresión al usuario de una continuidad de la estructura [4].

Tal como se observa en las Figuras 12 y 13, en la sección articulada de la celosía, los planos horizontales superior y inferior, constan de una guía deslizadera "wind tongue" [4] que recoge la carga transversal de viento y permite los desplazamientos longitudinales de las articulaciones.

Para que el vano suspendido no se comporte como un balancín frente a esfuerzos horizontales longitudinales, el plano horizontal inferior de la celosía está provisto de una rótula que no permite desplazamiento longitudinal y recoge la carga transversal del mismo modo que las deslizaderas del plano horizontal superior (Figura 13).

El sistema de articulaciones con bulones consta de unos elementos móviles en los que se producen des-

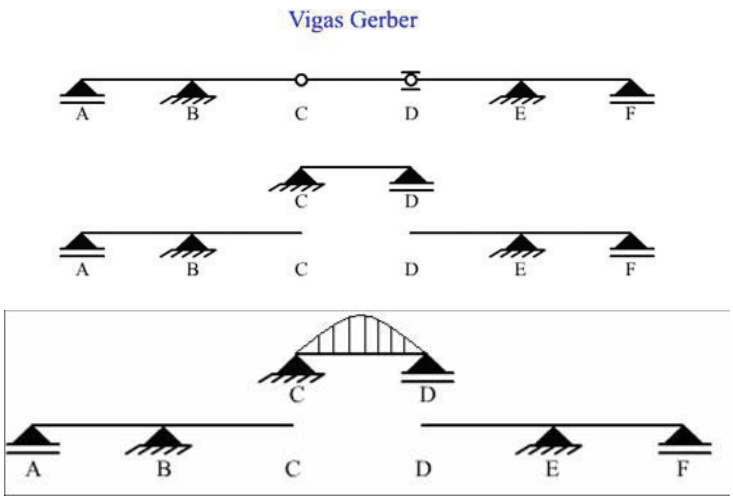


Figura 10. Esquema de funcionamiento estructural inspirado en el puente de Minato Oh-Hashi de Japón
Figure 10. Structural configuration based on the Minato Bridge Oh-Hashi Japan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

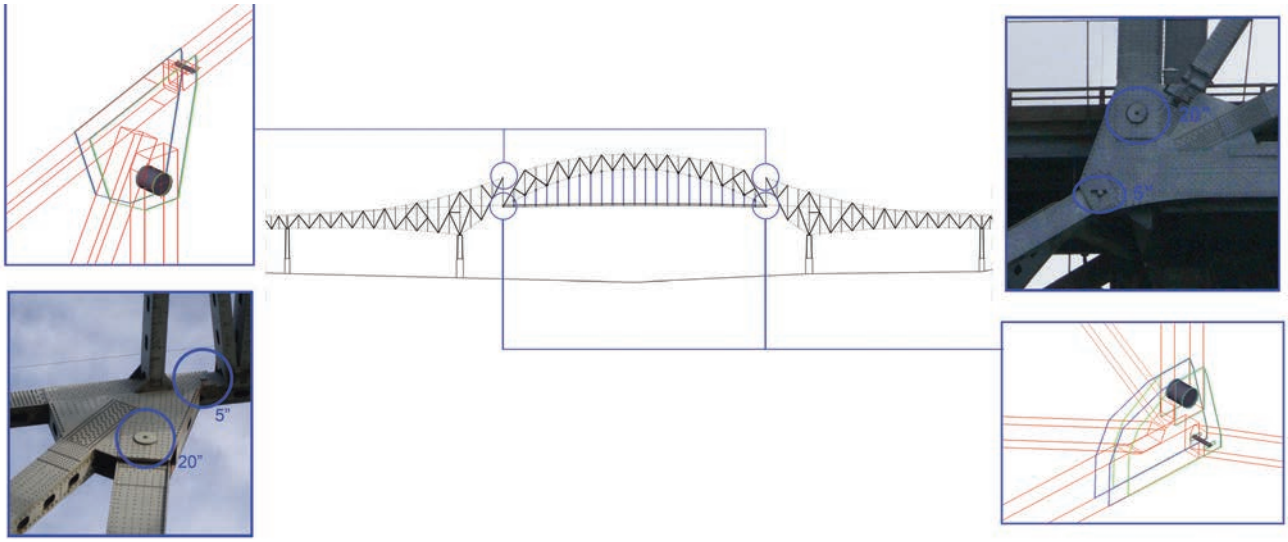


Figura 11. Esquema del sistema de articulaciones de celosía
Figure 11. Configuration of truss joints system

Figura 12. Guía deslizadera en plano superior de celosía
Figure 12. Slide guide on upper truss

Figura 13. Rótula en plano inferior de celosía
Figure 13. Joint on lower truss

south). The test was conducted in two nights and closed to traffic. The test revealed an adequate performance of the slab deck, the arch and the assembly system.

On the other hand, the deck deformation measurement in mid-span had an error between model and survey that reached 20%. While this error was acceptable to confirm the model assumptions, it became clear that the survey process control with a total station is incompatible with the required time and precision demands of the hanger replacement process. Therefore, the original geometric control was modified by deck levelling and the hanger length laser measurement, as described in Section 8.

4. TRUSS JOINT SYSTEM

The system of cantilevered truss (cantilever) is known as Gerber, due to Dr. Ing H. Gerber that patented it in 1866 [3]. It was used during many years in the late nineteenth century, like in the well known "Firth of Forth" bridge in Scotland, designed by B. J. Baker Fowler.

This system, illustrated in Figure 10, consists of introducing joints in a continuous beam in order to make it isostatic. It has the following advantages:

- *Optimization of a continuous beam with alternating sign bending moments between span and bearings*
- *An isostatic beam is very simple to build*
- *The stress distribution is not sensitive to the foundations deformations*

In the case of the bridge Las Americas (Figure 11), these joints are mobile. They take the form of an articulated vertical girder at both ends with a break of the truss cords. They transmit the shear but not the axial force nor the bending moment . They work like joints that meet the thermal effects movements along the entire bridge. This joint system is in both, the main span and the access viaducts, in order to limit the continuous spans.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

gastes y por tanto requiere mantenimiento continuo. En el puente principal nos encontramos con dos tipos distintos de bulones (Figura 14):

- Bulones de 20 pulgadas de diámetro: rotulan las extremidades de los montantes que soportan al arco atirantado central. Soportan toda la carga del arco.
- Bulones de 5 pulgadas de diámetro: forman las articulaciones libres longitudinalmente en una extremidad de los "falsos cordones" superior e inferior del tramo en arco.

4.1. Estado inicial de los bulones

Los bulones de 5 pulgadas se encontraban en una condición deficiente. Tal como se observa en la Figura 15, la expansión y contracción del puente había causado el desgaste por fricción del propio bulón y de las almas del "Dummy member" (en forma de viga cajón). El desgaste llegaba a varios centímetros. Esta anomalía podía ocasionar el bloqueo del movimiento horizontal y alterar el esquema estructural de proyecto.

4.2. Cinemática de sustitución

El proyecto de rehabilitación incluía el reemplazo de los cuatro bulones de 5", dos inferiores y dos superiores de cada articulación. En el caso de los inferiores fue necesaria una fase previa de recrecido y refuerzo de la viga cajón colocando un balancín para descargar el nudo, restablecer la geometría inicial y alinear los ejes de los elementos de celosía.

El sistema de balancín era activo mediante barras de tracción. Con este dispositivo, mostrado en las Figuras 16 y 17, se aliviaban los esfuerzos parásitos en las guías, restableciendo la alineación de los cordones previa liberación de los bulones. El balancín provisto de barras rotuladas en cabeza se comportaba a modo de péndulo para permitir los desplazamientos horizontales de la celosía durante la operación.

Figura 14. Bulones inferiores de 5" y 20"
Figure 14. 5"and 20" pins

A continuación, para asegurar la sustitución del bulón sin riesgo de desalineación de las vigas, se conectó el nuevo bulón al existente con un manguito roscado. El bulón antiguo se extrajo con un gato hidráulico de tracción, haciendo deslizar en su lugar el nuevo.

Tras la limpieza de pintura y oxido de la zona de trabajo se reconstruyeron las zonas de apoyo de las guías mediante la aportación de material (calza de relleno) y relleno por soldadura.

Con el objeto de mejorar la durabilidad y facilitar el mantenimiento de estas guías, se ampliaron las

Figura 15. Estado original de los bulones de 5"
Figure 15. 5" pins original condition

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

In the articulated nodes, the visual continuity of the truss is restored, but it is "artificial", with an upper and lower cord called "dummy member" that doesn't take axial loading. The interruption of the cords is guaranteed by releasing one end with a pin. The pin is placed in a guide in the form of a slotted hole in order to allow movements with transient loads and truss thermal effects. The available literature indicates that these "false cords" were designed for aesthetic and psychological reasons to give to the user the impression of continuity of the structure [4].

As seen in Figures 12 and 13, the articulated nodes of the upper and lower trusses, consist of a slide guide "wind tongue" [4] that takes the transversal wind load and allows the longitudinal movement of the joints.

So the suspended span doesn't behave like a rocker against longitudinal horizontal stress, the lower truss is equipped with a joint that doesn't allow longitudinal movement and takes the transverse load the same way that the slide guides in the upper truss (Figure 13).

The joint system with pins consists of moving parts that suffer from wear and therefore requires a continuous maintenance. In the main span we find two different types of pins (Figure 14):

- *20-inches diameter pins: joint at both ends that support the central bowstring arch. Bear the entire load of the arch.*
- *5-inches diameter pins: they are the free joints at one end of the "false cords" in the upper and lower truss arch.*

4.1. Pin's condition

The 5-inch pins were in poor condition. As seen in Figure 15, the expansion and contraction of the bridge had caused wear in the pin by friction with the "dummy member" web (box girder.) The wear reached several centimetres. This wearing could cause blockage of the horizontal movement and alter the structural design of the project.

4.2. Replacement process

The rehabilitation project included the replacement of four 5" pins, two in lower and two in upper trusses at each side. In the case of the lower, it was necessary a previous stage of screed and strengthening of the box girder placing a rocket to discharge the node and restore the initial geometry and align the axes of the trusses elements.

The *rocker system was active with prestressing bars. With this device, shown in Figures 16 and 17, the guides parasites efforts were relieved, restoring the alignment of the cords after release the pins. The rocker behaved like a pendulum to allow horizontal displacements of the truss during the operation.*

Figura 16. Proceso de sustitución de bulones
Figure 16. Process to replace the pins

Figura 17. Balancín para la sustitución de bulones
Figure 17. Rocker for the pins replacement

Then, for the pin replacement without risk of beams misalignment, the new pin was connected to the existing by mean of a threaded sleeve. The old pin was extracted with a hydraulic traction jack, sliding into its place the new pin.

After cleaning the paint and rust in the work area the slotted holes were rebuilt with material (chock filler) by welding.

In order to improve the durability and the maintenance of these slotted holes, contact surfaces were expanded using a replaceable wear strip (see Figure 18), using self-lubricating compounds.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

superficies de contacto empleando una pista de desgaste sustituible (ver Figura 18), utilizando compuestos auto-lubricados.

5. APOYOS

Todos los aparatos de apoyo del Puente de las Américas están ejecutados con acero fundido, pudiéndose distinguir:

- Fijos, que no permiten desplazamientos ni longitudinales ni transversales de la estructura (ver Figura 19).
- Móviles o de expansión que permiten desplazamientos longitudinales por medio de un péndulo (ver Figura 20).

Para compensar los desplazamientos y cargas de construcción, y tal como se explica en el punto 1.2 y se ilustra mediante la Figura 21, los apoyos de las dos pilas principales 6 y 7 del vano central eran "temporalmente" móviles.

Los apoyos móviles de las pilas más próximas a los estribos presentaban una inclinación importante como consecuencia de un giro del último tramo en planta por movimiento del estribo. Esto provocó que los apoyos fijos del estribo sufrieran sobreesfuerzos horizontales y roturas de las mesetas, del borde del cargadero y de los tornillos de fijación por cortante.

Para la restitución de los apoyos basculantes o libres se construyeron unas ménsulas auxiliares soldadas a la celosía, y tras el levantamiento de la estructura se desplazó la parte inferior del apoyo, restaurándose su posibilidad de movimiento.

Para la reparación de los apoyos fijos de estribo (ver Figura 22), el levantamiento se realizó directamente desde el cargadero tras su refuerzo a flexión con cartabones. Se realizaron nuevas fijaciones, para lo cual fue necesaria la colocación de una placa de transferencia ya que no se podían extraer las barras embebidas en el cabezal del estribo y seccionadas por cortante.

Para finalizar se realizó una medición topográfica del vano con vistas a una futura monitorización.

En el resto de los apoyos la actuación se limitó a la limpieza y vaciado del agua acumulada en el interior de las piezas de acero fundido, sellado interior, cerrado con cartelas para evitar la entrada de agua y la aplicación de un tratamiento anticorrosivo.

Como se comenta en el apartado de estudio estructural, en numerosos apoyos se detectó una falta de resistencia transversal frente a cargas de viento. Para los apoyos del vano principal, los resultados de la modelización mostraban una descarga total de ciertos apoyos e inestabilidad al deslizamiento (por falta de carga vertical ante las grandes cargas horizontales). No obstante, en la inspección no se observaron

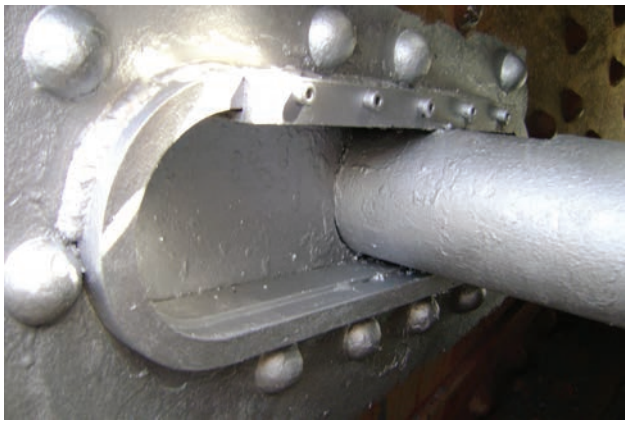


Figura 18. Nuevos bulones con guías y pista de desgaste
Figure 18. New pins in slotted holes

Figura 19. Apoyo piramidal reparado con rodillo inferior en P6
Figure 19. Pyramidal bearing repaired with bottom roller in P6

Figura 20. Estado final de los apoyos móviles
Figure 20. Expansion bearing after repair

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

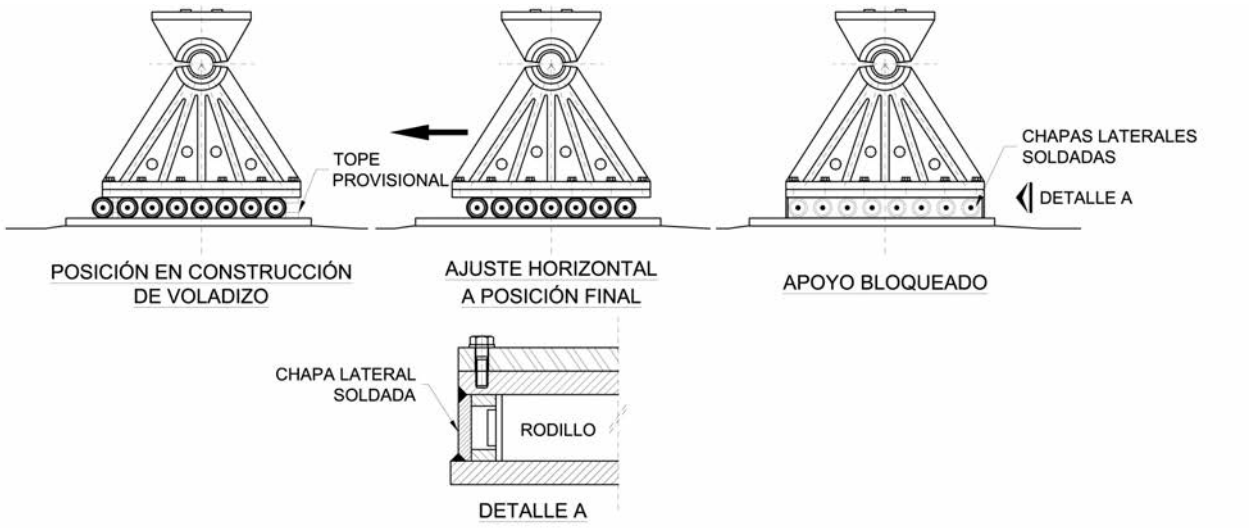


Figura 21. Fases y posición del apoyo movil durante la construcción
Figure 21. Phases and position of the expansion bearings during bridge construction

5. BEARINGS

The bearing devices were manufactured with cast steel, distinguishing two main types:

- *Stationary: does not allow either longitudinal or transversal displacements of the structure (see Figure 19).*
- *Mobile or expanding: allows longitudinal displacement by means of a pendulum (see Figure 20).*

To compensate for the movement and construction loads, and as explained in paragraph 1.2 and illustrated by Figure 21, the bearings of the two main piers, 6 and 7, of the main span were made "temporarily" mobile.

The expansion bearings of the piers closest to the abutments indicated a significant slope as a result of a rotation of the last section due to movement of the abutment. This caused the stationary abutment bearings to endure horizontal overexertion and cracks in the concrete blocks, on the edges of the support area and the shear-locking bolts.

For the restore the expansion bearings, it was necessary to build an auxiliary cantilever welded to the truss, and after the structure was raised, the bottom portion of the bearing was moved, restoring its ability for displacement.

For the repair of the stationary abutment bearings (see Figure 22), raising the structure was carried out directly from the support area after its flexural reinforcement with buttresses. New unions were made, which mean that a transfer plate had to be installed because it was not possible to remove the rods embedded in the abutment head and sectioned by shearing.

A final topographic survey was carried out with a future monitoring operation in mind.

In the remaining bearings, the intervention was limited to the cleaning and draining of accumulated water inside the cast steel elements sealing the interior, closing it with gussets to avoid the entry of water and treating the bearing with an anti-corrosion protection treatment.

Figura 22. Levantamiento para reparación de apoyo en estribo
Figure 22. Lift to repair bearing in abutment

As discussed in the section on structural analysis, several bearings revealed a lack of lateral resistance against wind loads. For bearings of the main span, the model results showed a total discharge of certain bearings and gliding instability (due to the lack of a vertical load against large horizontal loads.) However, inspection showed no damage or signs to corroborate these theoretical results. In the absence of a wind tunnel study, the wind standards were applied which resulted in unfavourable results.

6. REPLACEMENT OF HANGERS

6.1. Original Cables

As seen in Figures 23 and 24, the original hangers consisted of 4 spiral hangers attached to the lower strand

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

daños o señales que corroborasen estos resultados teóricos. A falta de un estudio en túnel de viento, se empleó el viento normativo, lo que resultaba muy desfavorable.

6. SUSTITUCIÓN DE PÉNDOLAS

6.1. Cables originales

Tal como se observa en las Figuras 23 y 24, las péndolas originales estaban formadas por 4 cables de suspensión helicoidales unidas al cordón inferior mediante un anclaje formado por cuatro mazarotas de metal fundido. Cada cable estaba compuesto por 6 cordones de 7 alambres de 5 mm y 1 cordón central de 19 alambres de 3 mm [5].

Debido a la imposibilidad de localizar ningún tipo de documentación original as-built de los cables, no fue posible determinar la dimensión y clasificación de los cables utilizados a fin de determinar la resistencia. Por ello, para el análisis estructural, se estimaron las características del cable en función de la geometría y sección medida del cable y por comparación con los catálogos de los principales fabricantes de la época y la normativa aplicable en el momento de su construcción.

Una vez realizada la primera sustitución se procedió a validar las hipótesis efectuadas, mediante:

- Comprobación geométrica de la composición (número, tamaño y disposición de hilos) de las péndolas y de su sección,
- Ensayos de tracción de los hilos que proporcionaron valores mínimos de 1.400 MPa,
- La realización de un ensayo a tracción del conjunto del cable y una medición de modulo de elasticidad para un numero representativo de muestras no eran compatibles con el plazo de ejecución de la sustitución. Por consiguiente, se optó por un método empírico de verificación de la rigidez del conjunto "tablero+péndola", mediante un control intenso de la evolución de carga y deformación ante tesado y detesado durante todas las operaciones de sustitución, que quedan desarrolladas en el punto 8.

6.2. Nuevo sistema de péndolas

A partir de los requerimientos de las especificaciones del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de Panamá, el nuevo sistema de péndolas debía estar compuesto por cordones paralelos autoprotegidos que cumplieran con las recomendaciones en vigor del PTI. El sistema finalmente instalado es el Freyssinet H-1000, que tiene un diseño de vida útil de 100 años [6].

Cada péndola está compuesta por cordones de acero T15,7 mm (150 mm^2) con una resistencia nominal a

Figura 23. Péndola antigua y su conexión superior a la superestructura
Figure 23. Former hanger and its top union to the superstructure

Figura 24. Detalle del anclaje inferior y su unión a la estructura con la péndola antigua
Figure 24. Detail of the bottom anchor and its union to the structure

tracción de 1.860 N/mm^2 y triple protección contra la corrosión (hilos galvanizados, relleno de cera y envainados en PEAD virgen). El haz de cordones está contenido en una vaina global de PEAD coextrusionada con un color exterior blanco que mejora el comportamiento aerodinámico y la estética del puente.

Tanto el anclaje superior como el inferior se alojan en unas horquillas conectadas a los nodos de celosía existente (ver Figuras 25 y 26). Los cordones se fijan mediante un sistema individual de manguitos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

by an anchor composed of four cast metal sockets. Each cable was composed of 6 strands of 7 - 5mm wires and one central strand of 19 - 3 mm wires [5].

Due to the inability to locate any original as-built documentation of the cable, it was not possible to determine the size and classification of the cables in order to determine their resistance. Therefore, for structural analysis, the cable characteristics were estimated in terms of geometry and average section of the cable and by comparison with the brochures of the leading manufacturers and the applicable standards at the time of its construction.

After the first hanger replacement, the assumptions conducted were validated by:

- *Geometric check of the hangers, and section (number, size and arrangement of wires).*
- *Tensile tests of the wires that gave minimum values of 1 400 MPa.*
- *Carry out a tensile test of the entire cable body. and a modulus measurement, to obtain a representative number of samples, was not compatible with the execution time for the replacement work. Therefore, an empirical rigidity verification of the "deck + hanger" was chosen. Intensive monitoring of the load and the deformation evolution before stressing and destressing operations during all replacement operations are developed in Section 8.*

6.2. New hangers system

Following the specifications requirements of the Ministry of Public Works (MOP) of Panama, the new system of hangers should be made up of self-protected parallel strands that meet the current recommendations of the PTI. The installed system is the Freyssinet H-1000 system, designed for a 100-year service life [6].

Each hanger is composed of T15.7 mm steel strands (150 mm^2) with a nominal tensile strength of 1 860 N/mm^2 and triple protection against corrosion (galvanized wires, wax filling and individual virgin HDPE sheathing). The bundle of strands is contained in a white HDPE sheath that improves the cables aerodynamic behaviour and the bridge aesthetic.

The top and bottom hanger terminals are located in lifting forks connected to the existing truss nodes (see Figures 25 and 26). The strands are attached by means of an individual fatigue resistant extrusion sleeves system in the top unions (see Figure 27) and fatigue conical wedges at the bottom union. This allows an individual strand by strand replacement at any given moment. The active union is placed at deck level allowing the strands to be stressed individually using the Isotension ® system.

Figura 25. Detalle del anclaje inferior y la conexión con el tablero de la nueva péndola
Figure 25. Detail of the bottom anchorage and new hanger union to the deck

Figura 26. Detalle del anclaje superior y la conexión con el arco de la nueva péndola
Figure 26. Detail of top anchorage and new hanger union to the arch

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

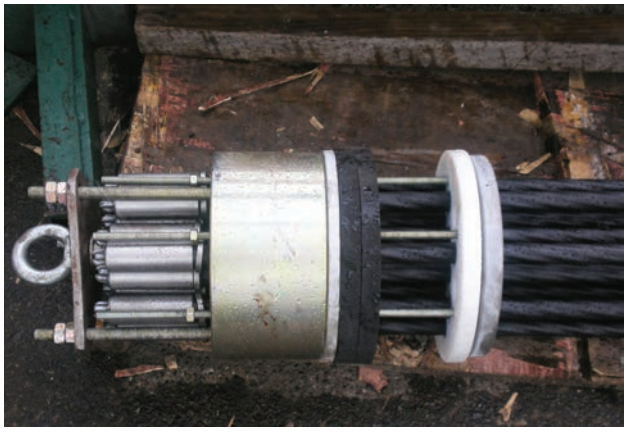


Figura 27. Nuevo anclaje superior con manguitos
Figure 27. New top unions equipped with extrusion sleeves

Figura 28. Nuevo anclaje inferior con cuñas
Figure 28. New bottom unions equipped with wedges

extrusión resistente a fatiga en el anclaje superior (ver Figura 27) y cuñas cónicas de fatiga en el anclaje inferior, lo que permite la sustitución individual cordón a cordón en un momento dado. El anclaje activo está en el tablero, y su puesta en tensión se realizó cordón a cordón mediante el procedimiento Isotension®. Este anclaje roscado equipado con tuerca permite a su vez el retesado / detesado con gato global anular (ver Figuras 28 y 41).

6.3. Estudios de soluciones alternativas

La primera solución técnica estudiada para la sustitución de las péndolas fue la utilización de tirantes provisionales (ver Figura 29). Esta solución se descartó, puesto que estructuralmente el tirante generaba unas cargas en la proximidad de los nodos de conexión: cartelas, vigas del tablero y arco, así como un momento de flexión en los cordones del arco para el cual la estructura no estaba diseñada y el refuerzo correspondiente resultaba complejo y oneroso. Además, el estudio pormenorizado de las características mecánicas de los materiales reveló que ciertas partes de la estructuras tenían resistencias menores a las estimadas en el estudio preliminar (A42 en lugar de un acero de grado 50).

Asimismo, está solución no permitía cumplir los requerimientos de plazo, demorando el proceso de sustitución con varias tareas en el camino critico de la obra.

6.4. Principios del proceso de sustitución

El método finalmente seleccionado consistió en colocar el nuevo tirante entre los cuatro cables originales sin modificar la resistencia original de la péndola (ver Figura 30). Esta solución, además de preservar la integridad estructural en todo momento, permitía reducir el plazo de ejecución y el impacto sobre el usuario.

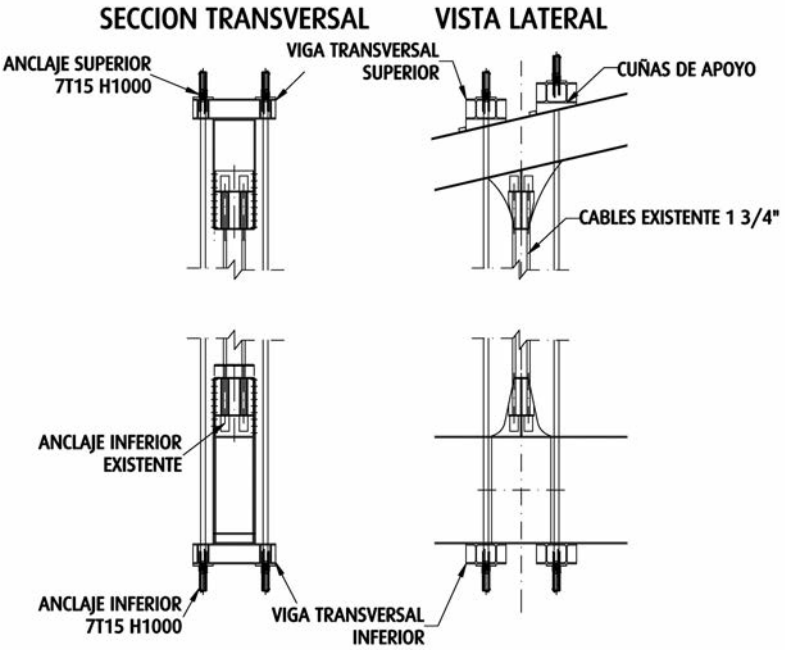


Figura 29. Esquema del sistema con péndolas provisionales
Figure 29. Diagram of the system with temporary hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

This threaded anchoring, with nut, allows re-stressing / destressing with a global annular jack (see Figures 28 and 41).

6.3. Alternative solutions

The first technical proposal for the replacement of hangers was using a temporary stay-cable (see Figure 29). This solution was ruled out because structurally the stay cable generated loads near the connection nodes: gussets, longitudinal beams of the decks and arch, as well as flexion moment in the arch strand for which the structure was not designed, and the corresponding reinforcement were complex and expensive. In addition, a detailed study of the mechanical properties of the materials revealed that parts of the structure had lower resistances than what was estimated in the preliminary study (A42 instead of 50 grade steel).

This solution failed to meet the schedule requirements, delaying the replacement process with various operations in the critical path of the project.

6.4. Principles of the replacement process

The method that was finally selected consisted in placing the new stay cable between the four original cables without modifying the original strength of the hanger (see Figure 30). This solution, apart from maintaining the structural integrity, also reduced the execution time and the effects on the users.

Figura 30. Nueva horquilla y péndola entre los cables originales durante la sustitución
Figure 30. New lifting fork and hanger between the original cables during the replacement

6.5. Installation of the new lifting forks

A real scale model of the new lifting forks was created in the preliminary phase which was used to verify in-situ the manufacturing dimensions and to obtain the aesthetic approval from the owner.

The existing lifting forks were connected to the truss node by rivets (see Figures 23 and 24). As shown in Figure 32, the rivets were replaced one by one by temporary unions (M27 TAR screws) so that the new lifting forks can maintain the same union points (18 per gusset). This operation was carried out by expulsion using a hydraulic jack or by peripherical drilling.

The dimensions of these prestressed bolts were established so that they remain embedded (Figure 33) in shims placed laterally to the existing union (Figure 34). Both, the face of the existing structure and the plates were previously sandblasted so as to ensure the load transfer by friction from the new lifting fork to the existing structure. [6]

Subsequently, the new lifting fork-shaped clamp was installed to the union widened by means of shims. The temporary unions were replaced by TAR screws that traverse and secure the entire set of plates (structure + shim + new lifting fork).

By means of this, the service of the existing lifting fork was ensured during the load transfer operation, leaving an easily reversible system. In addition, following the recommendation of Eurocode 3 (EN-1193-1-8) it was injected with resin to remove the clearings of the drilled holes in the shim linings and guarantee that it works to shear.

6.6 Prefabrication and installation of new hangers

The new hanger was prefabricated on the bridge and placed without resistance between the four original cables (Figures 35 and 36), and stressed under limited traffic conditions to an initial load (Figure 37). This load was calculated so that the original cables are partially destressed (without distorting significantly the arch and the deck). The stressing operation was performed strand by strand using iso-resistance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6.5. Montaje de las nuevas horquillas

Como fase previa se realizó una maqueta a escala real de las nuevas horquillas que sirvió para comprobar in-situ las dimensiones de fabricación y obtener una aprobación estética por parte de la propiedad (Figura 31).

Las horquillas existentes estaban unidas al nodo de la celosía mediante roblones (ver Figuras 23 y 24). Como se muestra en la Figura 32, uno a uno se sustituyeron los roblones por unas uniones temporales (tornillos TAR de M27) de modo que las nuevas horquillas mantuvieran los mismos puntos de unión (18 por cartela). Esta operación se realizó por expulsión mediante gato hidráulico o por vaciado con barrena.

Las dimensiones de estos tornillos pretensados estaban establecidas de manera que quedasen embebidos en unos forros de calce (Figura 33) colocados lateralmente a la unión existente (Figura 34). Tanto la cara de la estructura existente como la de los calces fueron previamente granalladas para garantizar la transferencia de carga de la nueva horquilla a la estructura existente por fricción [6].

Posteriormente se instaló la nueva horquilla en forma de pinza exterior a la conexión ensanchada por los calces. Las uniones temporales fueron sustituidas por tornillos TAR que atraviesan y aprietan todo el conjunto de chapas (estructura + calce + nueva horquilla).

Con esto el funcionamiento de la horquilla existente se garantizaba durante la operación de transferencia, quedando un sistema perfectamente reversible. Además, siguiendo la recomendación del Eurocódigo 3 (EN-1193-1-8) se inyectó con resina para eliminar la holgura de los taladros de los forros de calce y garantizar el trabajo a cortante.

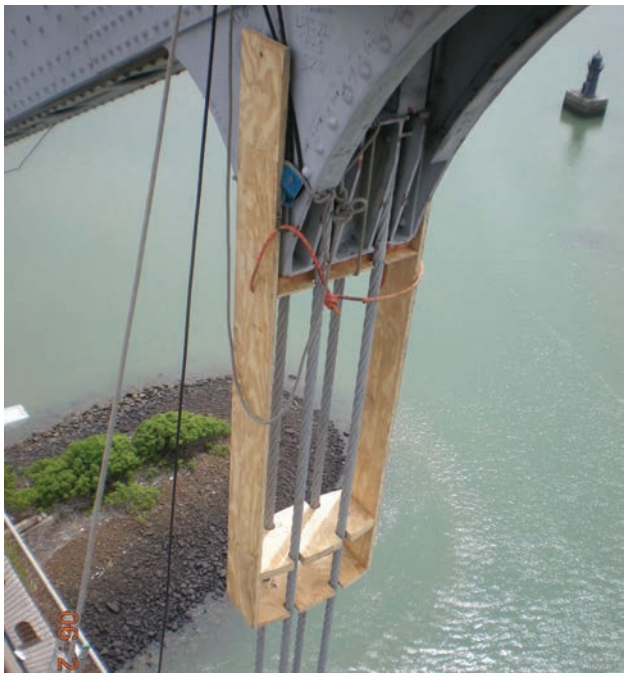


Figura 31. Maqueta de madera de la nueva horquilla
Figure 31. Wood model of the new lifting fork

Figura 32. Proceso de sustitución de roblones
Figure 32. Rivets replacement process

Figura 33. Forros de calces perforados para su unión con la estructura
Figure 33. Drilled shim linings for structure unions

6.6. Prefabricación e instalación de las nuevas péndolas

La nueva péndola se prefabricaba en el puente y se colocaba sin fuerza entre los cuatro cables originales (Figuras 35 y 36), y se tesaba bajo condiciones de tráfico limitado a una fuerza inicial (Figura 37). Ésta se calculaba de manera que los cables originales se destesasen parcialmente (sin deformar el arco ni el tablero significativamente). La operación de tesado se realizaba cordón a cordón por isotensión.

6.7. Transferencia de carga y retirada de las péndolas originales

A tal efecto se dispuso de un sistema de mordazas ancladas a los cables existentes y unos balancines equipados con barras de pretensado que permitía "puentear" una zona central de los cables existentes

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 34. Unión calce y estructura preparada para la colocación de las nuevas horquillas
Figure 34. Shim union and the prepared structure for the installation of the new lifting forks

Figura 35. Izado del nuevo tirante H-1000
Figure 35. Raising the new stay cable H-1000

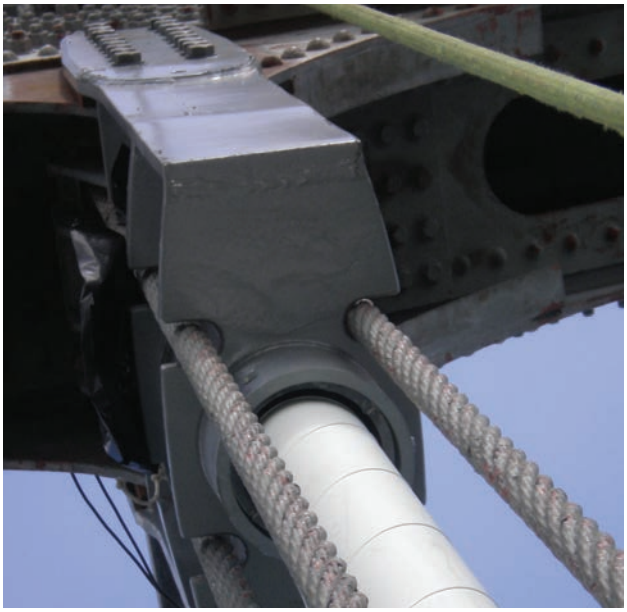


Figura 36. Nueva péndola colocada en la horquilla entre los cables originales
Figure 36. New hanger installed in the lifting fork between the original cables

Figura 37. Tesado de las nuevas péndolas cordón a cordón
Figure 37. Strand by strand stressing of the new hanger

6.7. Load transfer and removal of original hangers

For this purpose, a clamping system anchored to the existing cables and rocker arms equipped with prestressing rods were used which allow "bridging" a central area of the existing cables contained within the clamps (Figure 38). When the rods are stressed, the stretch of cable between the clamps lost length and became destressed, allowing the original cables to be cut (Figure 39) proceeding to its subsequent removal (Figure 40).

To completely destress the hanger, the rods were loosened releasing the residual strain of the existing hanger throughout its length. In this manner, the controlled load transfer was carried out in the direction of the new hangers, which were installed without the need of new stressing or restressing operations.

Once the load transfer of each hanger was complete, a monitoring operation and an adjustment of the deck's geometry were performed. Annular jacks were used to

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

contenida entre las mordazas (Figura 38). Al tesar las barras, el tramo de cable contenido entre las mordazas perdía elongación y se destesaba, lo que permitía cortar los cables originales (Figura 39) y proceder a su posterior evacuación (Figura 40).

Para destesar totalmente la péndola, se aflojaban las barras liberando la deformación remanente de la péndola existente en toda su longitud. Así, se realizaba la transferencia de carga controlada hacia la péndola nueva, que quedaba instalada sin necesidad de una nueva operación de tesado o retesado.

Una vez completada la transferencia de carga en cada péndola se llevaba a cabo una monitorización y un ajuste de la geometría del tablero. Para ello se utilizaban gatos de pesaje (Figura 41). Esta operación también permitía comprobar la fuerza de cada péndola. Además se realizaba un control de la geometría y la longitud por medio de nivel topográfico en el tablero y distanciómetro láser para la longitud de péndola.

6.8. Planificación de los trabajos

Durante la planificación de todos los trabajos de rehabilitación se mantuvo como directiva fundamental la seguridad y la mínima afectación al tráfico. Para ello se analizaron los requerimientos estructurales durante las fases de sustitución de péndolas y se concentraron las fases de mayor impacto en 4 meses (enero-abril 2009), limitando las fases críticas que requerían restricciones al horario nocturno. Las operaciones críticas de corte de cables y transferencia de carga se realizaron con el corte de 2 de los 4 carriles. El replanteo de la geometría fue la única operación que requirió un corte total del tráfico limitado a unos 10 minutos. El resto de las operaciones se realizaron a lo largo de todo el día con el corte de solo uno de los carriles y con independencia de la cargas en el tablero.

De igual manera se realizó un estudio de tráfico en el que se analizaban el número de vehículos que circulan en cada tramo horario por sentido. A partir de esta información se realizaron planes alternativos de

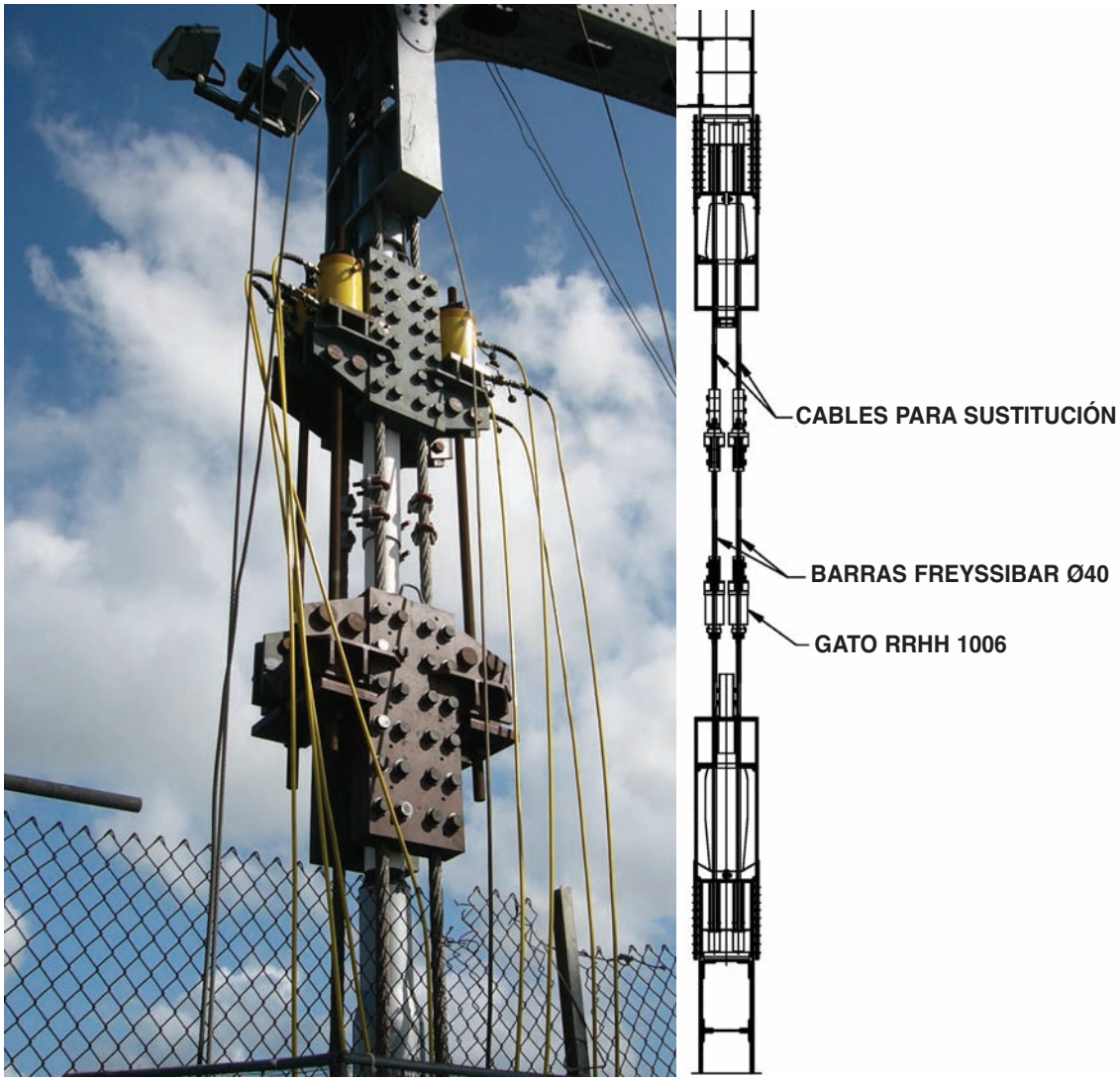


Figura 38. Mordaza durante el proceso de sustitución de péndolas
Figure 38. Clamp during replacement of hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 39. Corte de los cables originales
Figure 39. Cutting the original cables

Figura 40. Retirada del sistema de cables originales
Figure 40. Removing the original cable system

perform the task (Figure 41). This operation also allowed the strength verification of each hanger. Moreover, length and geometry controls were carried out by means of a topographic survey of the deck and a hanger length laser measurement.

6.8. Works programming

During the programming of all refurbishment works, the main objectives were safety and minimizing the effect the works were going to have on bridge traffic. The structural requirements during the hangers replacement phases were analyzed, concentrating the major impact phases into four months (January-April 2009), and limiting the critical restrictive phases to night time hours. The critical operations that entailed the cutting of the cables and the load transfer were carried out with 2 of the 4 traffic lanes closed. The geometry measurement was the only task that required a total traffic closure that was limited to 10 minutes. The rest of the operations were conducted during daytime hours, with only one lane closed and regardless of the bridge loads.

A traffic study was conducted to analyze the number of vehicles crossing at the various time periods in both directions. Based on this information, alternative traffic routes,

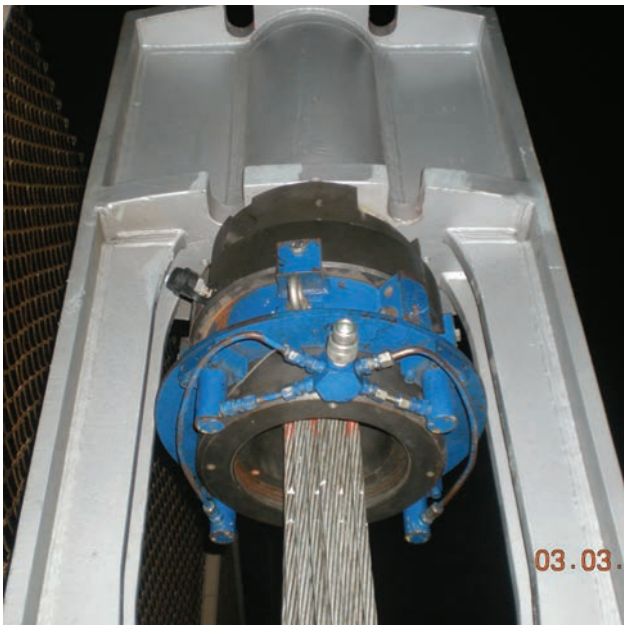


Figura 41. Control mediante gato anular
Figura 41. Control using a ring jack

detours lane closings were planned, reducing the impact of the repair works on the commuters.

The replacement ratio was 2 hangers per night. The progress of the bridge operations was symmetrical, start-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

circulación, cortes de carriles y desvíos, y se minimizó el impacto de las actividades de reparación sobre los usuarios.

El ratio de sustitución fue de 2 péndolas por noche. El avance de las operaciones en el puente se realizaba de manera simétrica empezando desde los extremos del arco, puesto que eran los cables que se encontraban en peores condiciones.

Los trabajos de rehabilitación del Puente de las Américas se ejecutaron durante 14 meses, cumpliendo con el calendario establecido en el contrato.

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.1. Proyecto original

El diseño del proyecto original se realizó según la instrucción AASHTO de 1957. La determinación de los esfuerzos se realizó por el método combinado de "equilibrio de nodo" y de "equilibrio de secciones", con nodos articulados. La verificación de las secciones se realizó por el método de las tensiones admisibles.

Existe constancia de los cálculos de contraflechas y esfuerzos de montaje, verificados durante la construcción.

7.2. Revisión estructural

La revisión estructural se realizó conforme a la ASSHTO "Bridge Design Specifications" versión 2005, por el método de diseño a resistencia LRFD.

La revisión general del puente se realizó mediante un modelo tridimensional de barras y elementos finitos con las proporciones y secciones del puente. El modelo cuenta con 8.451 nudos, 13.040 barras y 3.471 elementos "shell" (Figura 42). Se eligió el método de modelización con nodos resistentes a momentos de flexión.

Existen, por tanto, notables diferencias entre el proyecto original y la revisión estructural, que no hacían viable la interpretación o comparación de los datos de la época para el puente en servicio:

- Diferentes cargas de diseño (si bien las cargas de camión o de carga por carril no variaron en las sucesivas revisiones de la norma, todos los factores de combinación, impacto, nº de carriles cargado si han cambiado),
- Diferente "idealización" de la estructura (de nodos articulados a nodos rígidos),
- Diferente método de verificación (de tensión admisible a análisis de ratio demanda/capacidad de sección),

No obstante, a continuación se describe como se realizó la validación del modelo, bajo cargas de peso propio, empleando los datos existentes.

Como se detalla a continuación, el análisis incluía distintos modelos y estudios: puente original, puente con nuevas péndolas, comportamiento frente a sismo, fase de sustitución de cada una de las péndolas.

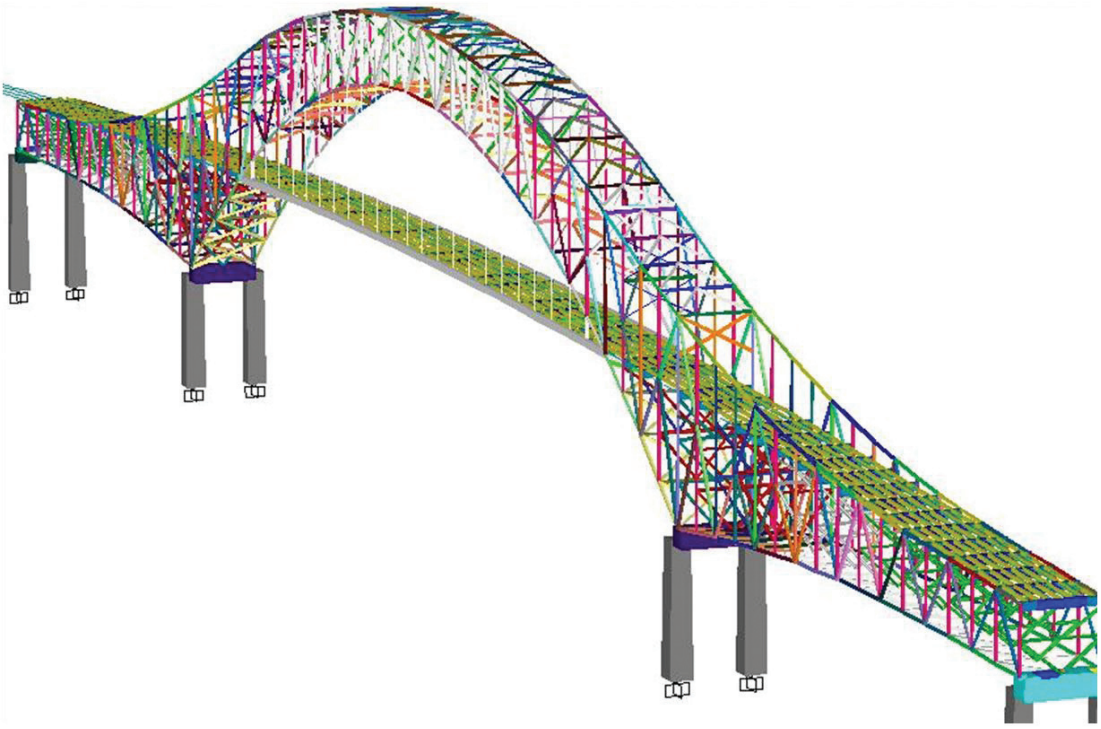


Figura 42. Modelización general del puente
Figure 42. General model of the bridge

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ing at the ends of the arches where the cables were in dire conditions.

The refurbishment works on the Bridge of the Americas were completed in 14 months, meeting the schedule requirements stipulated in the contract.

7. STRUCTURAL ANALYSIS

7.1. Original Project

The design of the original project was carried out according to the AASHTO 1957 instruction. A combined method of "balanced node" and "balanced sections" with articulated nodes was carried out in determination of the efforts. The verification of the sections was carried out by the method of the admissible tensions.

There is evidence of the inverse deflection calculations and assembly work, verified during construction.

7.2. Structural revision

The structural revision was carried out according to the ASSHTO "Bridge Design Specifications" 2005 version, by the LRFD strength design method.

The comprehensive revision of the bridge was performed using a three dimensional model of rods and finite elements with the geometry and sections of the bridge. The model has 8 451 nodes, 3 471 "shell" elements and 13 040 rods (Figure 42). The modelling method was selected with resistant nodes to flexion moments.

There are therefore significant differences between the original project and the structural revision which made the interpretation or comparison of the data from the time of bridge construction not viable for the current bridge in service, its:

- *Different design loads (although truck loads or rail loads have not changed in successive revisions of the standard, all other combination and impact factors and number of loaded lanes have changed indeed).*
- *Different "idealization" of the structure (from free nodes to rigid nodes).*
- *Different method of verification (from admissible tension to ratio analysis of demand/section capacity).*

Nevertheless, below describes how the model validation was made, under its own weight load and using existing data.

As detailed below, the analysis included different models and studies: original bridge, a bridge with new hangers, earthquake performance and replacement phase of every hanger.

7.2.1. Original bridge

According to the consulted bibliography [4], in the case of a three-dimensional analysis with models with embedded nodes, it is recommended to make a model of the pre-deformed geometry in order to obtain a load diagram under the weight of the structure itself that is equivalent to those obtained by the truss method with articulated nodes.

In this case, it was very important to take into account the execution process (see Figures 43 nd 44). Thus a comparison was made between the projected load state, the load state resulting from a phased construction model (according to the phases described in paragraph 1.2) and a direct weight application model in the final structure configuration.

The direct weight application model was generated according to the final geometry. To compensate for the deformations under its own weight load, and to mimic the true construction and measurement geometry, the application of a temperature increase according to the axial load of each rod was taken into account, through requirements of its own weight, so that these rods deform according to axial compression or tensile load (see Figure 45).

The conclusion was that the direct weight application model provided very similar results to the construction phase model.

Finally the direct application model was validated with a self load correction factor to match the weight of the original project and the weight of the model itself.

Despite the complexity of the study of the bridge in service, it was possible, as shown in Figure 46, to verify certain behaviours of the structure based on more intuitive findings.

7.2.2. Bridge with new hangers

The main goal of the model was to justify that replacing the hangers for high-performance hangers did not hamper the service of the structure.

The overall performance of the bridge should be the same before, during and after the replacement of the elements, without altering the behaviour of the arch and the deck.

To ensure the equivalence of the structural response of the two cables technologies, one of the main factors was the equivalence of the rigidity of the hangers. Figure 47 compares the loads on the hangers by varying the elastic modulus of the hangers (uniform or individually) for truck loads and lane distribution.

In conclusion to this study, rigidity equivalence prevents:

- *the redistribution of efforts to the most rigid areas of the arch (P21).*
- *the flexion increase in the deck beam.*
- *he fatigue stress increase for the shortest hangers (P22 - P23).*

The new hangers are shorter than the originals due to the larger size of the connecting lifting forks. Therefore, the rigidity equivalence, as shown in Table 2, was not met in the case of the first and last hangers which are the shortest (see hanger numbers in Figure 48). At the beginning of the arch and deck the new hangers are more rigid, which

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7.2.1. Puente original

Según la bibliografía consultada [4], en el caso de un análisis tridimensional con modelos con nodos empotrados, se recomienda modelizar la geometría predeformada con el objeto de tener unos diagramas de fuerzas bajo peso propio equivalentes a los obtenidos por el método de las celosías con nodos articulados.

En el presente caso, se estimaba determinante considerar el proceso de ejecución (ver Figuras 43 y 44). Por ello se realizó una comparación entre el estado de carga de proyecto, el estado de carga resultante de un modelo de construcción por fases (según las fases explicadas en el párrafo 1.2) y de un modelo de aplicación directa de peso en la configuración final de la estructura.

El modelo de aplicación directa de peso fue generado sobre la geometría definitiva. Para compensar las deformaciones bajo peso propio y asemejar la geometría a la real construida y medida, se consideró la aplicación de un incremento de temperatura en función de la carga axial que cada barra tenía, por solicitaciones de peso propio, de modo que estas barras se deformasen según su carga axial de compresión o de tracción (ver Figura 45).

Se llegó a la conclusión que el modelo de aplicación directa de peso proporcionaba resultados muy similares al modelo de fases de construcción.

Finalmente se validó el modelo de aplicación directa con un coeficiente de corrección de peso propio para igualar el peso propio de proyecto original y el peso propio de modelo.

A pesar de la complejidad del estudio del puente en servicio, fue posible, como se indica en la Figura 46, verificar ciertos comportamientos de la estructura en base a comprobaciones más intuitivas.

7.2.2. Puente con nuevas péndolas

El objeto primero de la modelización era justificar que el cambio de péndolas por unos cables de mejor prestación no desvirtuaba el funcionamiento de la estructura.

La respuesta global del funcionamiento del puente debía ser la misma antes, durante y después de la sustitución, sin modificar en ningún momento del proceso el comportamiento del arco y el tablero.

Para asegurar la equivalencia de respuesta estructural con las dos tecnologías de cables uno de los principales factores fue la equivalencia de rigidez de las péndolas. En la Figura 47 se comparan las fuerzas en las péndolas al variar el modulo de elasticidad de las péndolas (uniforme o individualmente) para una carga de camiones y repartida de carril.

Como conclusión a este estudio, la equivalencia de rigidez evita:

- la redistribución de esfuerzos hacía las zonas las más rígidas del arco (P21),
- el incremento de flexión de la viga de tablero,
- el incremento de carrera de tensión de fatiga para las péndolas las más cortas (P22 – P23).

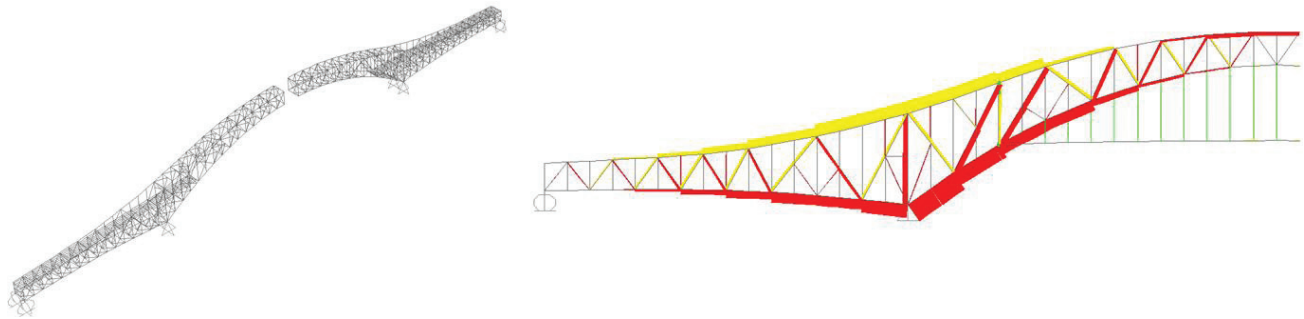


Figura 43. Ley de deformaciones normales de las barras, en el estado de montaje del tablero
Figure 43. Bars normal deformations, during the deck construction

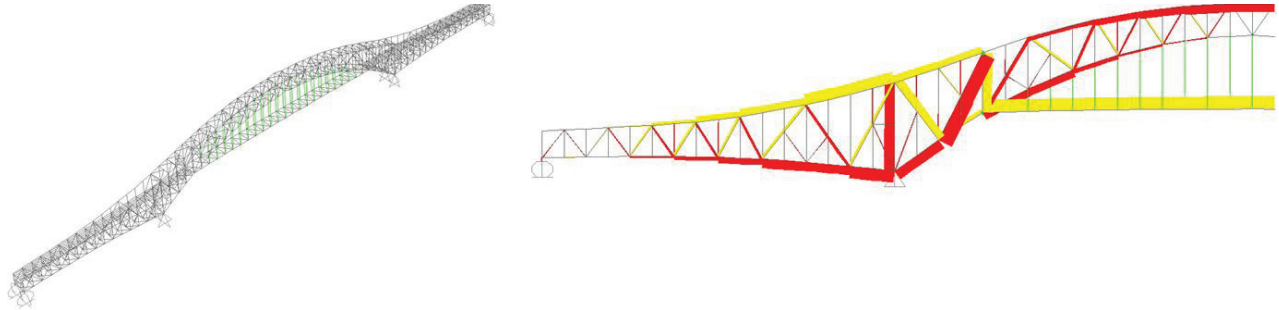


Figura 44. Ley de deformaciones normales de las barras, en el estado de liberación del cordón superior de las articulaciones de los arcos (levantamiento en P5)
Figure 44. Bars normal deformations, with free upper cord of arch joints (P5 lift)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

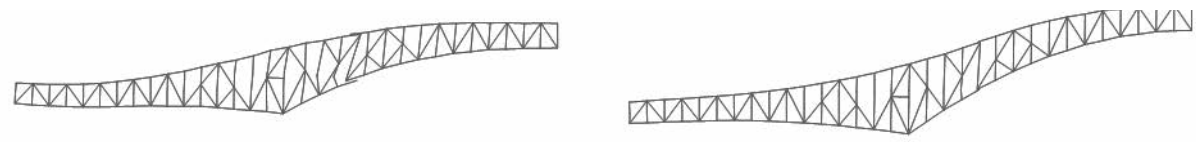


Figura 45. Deformada del estado por cargas permanentes, sin corrección de geometría y con corrección geométrica por temperatura
Figure 45. Deformed state to permanent loads, without correction of geometry and with geometric correction for temperature

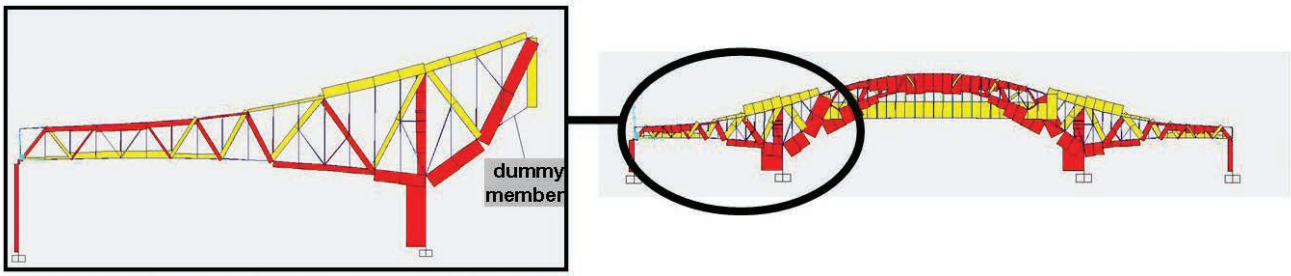


Figura 46. Distribución de esfuerzo ante una carga uniformemente distribuida – Axil (compresión: rojo, tracción: amarillo)
Figure 46. Stress distribution to uniformly distributed loads - Axil (compression: red, tensile: yellow)

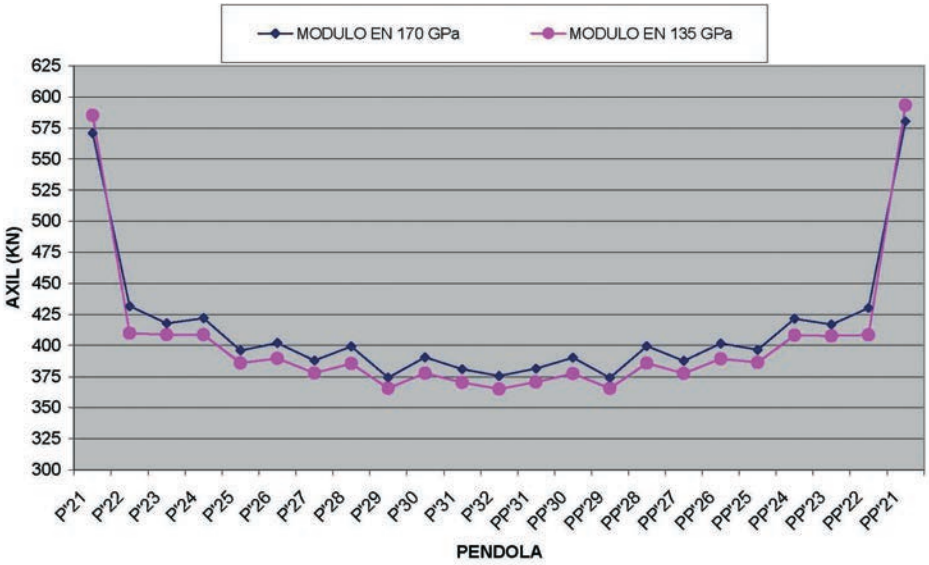


Figura 47. Comparación de fuerza en péndolas con distintos módulos de elasticidad
Figure 47. Load comparison on hangers with different elasticity modules

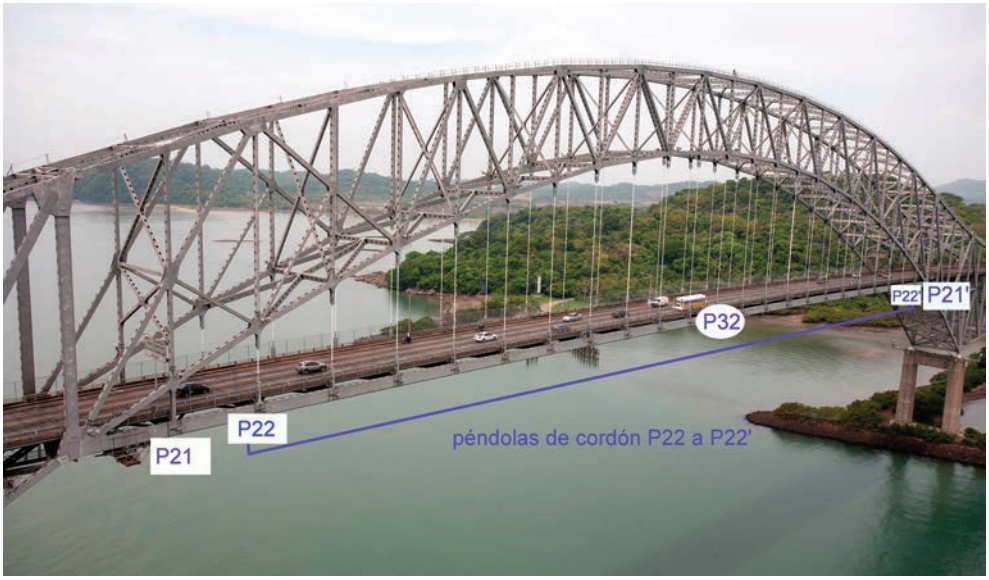


Figura 48. Vista del puente con la numeración de las péndolas extremas y medias
Figure 48. View of the bridge with the number of the central and end hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las nuevas péndolas son más cortas que las originales debido a la mayor longitud de las horquillas de conexión. Por ello la equivalencia de rigidez, como se muestra en la tabla 2, no se pudo cumplir en el caso de las péndolas de extremidad que son las más cortas (ver numeración en la Figura 48). En la zona de arranque del arco y tablero las nuevas péndolas son más rígidas lo que mejora la distribución de esfuerzos cerca de la péndola P 21 (perfil metálico que no fue objeto de la sustitución).

Tras finalizar la revisión del puente en el estado reparado se concluyó una diferencia media del orden de 2 % en las magnitudes principales, a saber: deformaciones en servicio, ratio demanda/capacidad de las barras, cargas en apoyo, fuerzas y carrera de tensión de los cables. Por lo que el puente en el estado reparado tiene un comportamiento prácticamente igual al original.

Como segundo propósito del análisis estructural, se indicaron las secciones críticas identificando aquellos elementos que, tenían una deficiente capacidad tanto en el arco como en el tablero, ya en la configuración con péndolas antiguas. A su vez se realizó una propuesta de actuaciones para adecuar la estructura frente a las solicitaciones de la norma AASHTO vigente. Este análisis se realizó a modo de recomendación, clasificando las operaciones según su orden de importancia. Los puntos más relevantes de este estudio fueron:

- La necesidad de realizar un modelo del puente en túnel de viento para afinar los coeficientes de forma y valores característicos de las acciones de viento ya que el análisis según el método simplificado de la AASHTO para celosía conducía a resultados demasiado conservadores,
- La necesidad de un estudio dinámico de la estructura (tablero y zonas de arranque de arco no arriostrada sobre todo) frente a cargas variables.
- El refuerzo de la losa, ya que la inspección y los estudios previos realizados mostraban daños y una incompatibilidad de la losa actual no colaborante frente a cargas cíclicas.
- Análisis elasto-plástico de la estructura frente a cargas como la rotura de una péndola, evento no contemplado por la normativa de la época de la construcción de la estructura.

7.3. Análisis de las nuevas péndolas y su proceso de instalación

7.3.1. Comparación de criterios de verificación

Los nuevos elementos de conexión de péndola a la estructura original, así como los cables que forman la péndola, están diseñados y verificados de acuerdo con las recomendaciones del PTI [7].

Los cables del proyecto original se verificaron con criterio de tensión admisible en servicio muy bajo: $\sigma r/5$, donde σr es la resistencia a rotura.

No se encontraron datos de proyecto sobre la comprobación en fatiga de los cables, conexiones o uniones. La normativa de fabricación y los catálogos de fabricante de los cables de la época no incluían ensayos y calificación en fatiga. Si bien mencionaban las mejores prestaciones en fatiga de ciertos trenzados de cable frente a otros.

Los procesos de elaboración y niveles de control de calidad (comportamiento en fatiga, resistencia frente a corrosión) son completamente distintos entre los cables empleados en los años 50 y la tecnología actual, por lo tanto además de garantizar una durabilidad mayor, las recomendaciones actuales permiten aumentar el nivel de solicitación sobre los tirantes, lo que justifica la diferencia de resistencia (-12%) entre cables antiguos y nuevos [8] resumidas en la tabla 3.

Los tirantes nuevos responden de las calificaciones en fatiga y a resistencia ultima fijadas por el capitulo 3 del PTI, por lo que se emplearon los criterios usuales de verificación:

- Fmax en servicio < 0,45 Fguts donde Fguts = fuerza garantizada a rotura,
- Fdmax < 0,7 Fguts donde Fguts = fuerza garantiza a rotura,

7.3.2. Comprobación frente a fatiga

La verificación en fatiga se realizó según el procedimiento simplificado de comparación entre la amplitud de variación de tensión de tirante Δf frente al límite de resistencia correspondiente.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)\, n$$

Para generar la máxima variación de tensiones en el tirante se introdujo sucesivamente el camión HS 20 (tren de carga de fatiga según PTI) por vía de circulación.

En el cálculo, se consideró una vida útil residual de 75 años y 2.000 camiones diarios, por lo que el número de ciclos era de $N = 54{,}75 \times 10^6$,

Para cables de cordones paralelos el tipo de detalle a 2×10^6 ciclos es $(\Delta f)_{TH} = 110$ MPa, de acuerdo a la tabla 5.1 del PTI. Por lo tanto el valor de comparación de diseño a $N = 54{,}75 \times 10^6$ ciclos se limitó a: $(\Delta f)\, n = (\Delta f)_{TH}/2 = 55$ MPa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 2. Comparación de rigidez de los sistemas
Table 2. Rigidity comparison of the systems

Péndola *Hanger*	Original EA/L (MN/m) *Original EA/L (MN/m)*	Nueva EA/L (MN/m) New EA/L (MN/m)	Diferencial Differential
P22LD	55,775	85,153	+47%
P32LD	15,172	15,591	+3%

Tabla 3. Comparación de la carga mínima a rotura de los sistemas
Table 3. Minimum load to failure comparison of systems

Péndola *Hanger*	Original – KN *Original – KN)*	Nueva – KN *New – KN*	Diferencial Differential
P22LD	5.088	4.464	-12%
P32LD	5.088	4.464	-12%

improves the load distribution near hanger P 21 (rigid vertical metal profile that was not replaced).

After completing the revision of the repaired bridge, an average difference of about 2% in the main magnitudes was concluded, as follows: distortions in service, demand / capacity ratio of the rods, loads in bearings, loads and tension in cables. Thus, we can conclude that the performance of the repaired bridge remains virtually unchanged.

As a second objective of the structural analysis, critical *sections were indicated identifying those elements that had a poor capacity in both the arch and the deck in the former hanger configuration. At the same time there was a proposal of actions to adapt the structure according to the requirements of the current AASHTO standard. This analysis was made as a recommendation, sorting operations in order of importance. The highlights of this study were as follows:*

- *The need for a bridge model in a wind tunnel in order to refine the coefficients and values ??of the wind actions, because the simplified analysis method according to AASHTO for trusses led to results that were too conservative*
- *The need for a dynamic study of the structure (deck and unbraced arch bases) under variable loads.*
- *The reinforcement of the slab, as the inspection and previous studies showed damage and an incompatibility of the current slab not working under cyclic loads.*
- *An elastic-plastic analysis of the structure under loads, such as the failure of a hanger, an event not covered by the applicable regulations of the period the structure was constructed.*

7.3. Analysis of new hangers and installation process

7.3.1. Comparison of verification criteria

The new cables and the new connection between hanger and original structure are designed and tested according to the recommendations of the PTI [7].

The original cables were verified with a very low admissible service tension: σr / 5, where σr is failure resistance.

There was no available project information about the fatigue verification on wires, connections or joints. The fabrication standards and cable manufacturer's brochure of the time cables do not included fatigue testing and qualification. While it mention the better performance in fatigue of certain spiral cables over others.

Manufacturing processes and quality control levels (fatigue behavior, corrosion resistance) are completely different from the cables used in the 50's and today's technology, so in addition to ensuring greater durability, current recommendations allow to increase the level of solicitation on the stay cables, which justifies the difference in resistance (-12%) between old and new cables [8] summarized in Table 3.

The new hangers meet the qualifications in fatigue and resistance set in Chapter 3 of the PTI, so the usual criteria for verification were used:

- *Fmax in service <0.45 Fguts which ensures Fguts = force at failure,*
- *fdmax <0.7 Fguts which ensures Fguts = force at failure.*

7.3.2. Checking to fatigue

The fatigue verification was conducted under the simplified procedure of comparison between the amplitude of tension variation Δf against the corresponding resistance limit.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)\ n$$

To generate the maximum variation of tension in the cable, the HS 20 truck was introduced HS 20 (fatigue load train according to PTI) per lane.

In the calculation, it is considered service life of 75 years and 2 000 trucks a day, so the number of cycles was $N = 54.75 \times 10^6$,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7.3.3. *Comprobación de la conexión del nuevo tirante*

Además de las comprobaciones en servicio, resistencia y fatiga, la horquilla y su conexión al puente se diseñaron para resistir a las combinaciones accidentales de impacto de vehículo, de sustitución de péndola y de rotura de péndola. Este principio asegura que estos nuevos dispositivos no precisan refuerzo posterior en el caso de un eventual proyecto de adecuación general de toda la estructura a la normativa vigente (Figuras 49 y 50).

Con el fin de verificar que ningún elemento nuevo (tirantes de nueva rigidez, masas de horquillas colgadas del arco y atadas al tablero) pudiera modificar el comportamiento dinámico de la estructura frente a cargas de tránsito, se midió la respuesta de la estructura a un tren de carga ligero y pesado a distintas velocidades, haciéndolo desplazar a lo largo del tablero. Se utilizaron modelos con una carga de intensidad variable en el tiempo.

Por ello se modelizo el paso del camión HS 20 reglamentario de la AASHTO y un trafico ligero con una frecuencia de excitación de 2,5 Hz para vehículo ligero y 0,8 Hz para pesado.

Este análisis dinámico produce cargas menores que las obtenidas por el cálculo en fatiga según AASHTO (LRFD).

Las horquillas previstas en el proyecto de sustitución de los tirantes no son dinámicamente sensibles a la excitación causada por tráfico. Se observa que en un tiempo total de 10s de excitación, tanto las variaciones de tensión de Von Mises como los desplazamientos en punta de horquilla no son significativos.

7.4. Análisis del proceso de instalación de las nuevas pendolas

Como punto particular, cabe destacar la verificación estructural durante la operación de sustitución de péndolas con tráfico abierto pero restringido. Como se ha detallado en los párrafos anteriores, consiste en instalar y tesar parcialmente el tirante nuevo, destesar totalmente el tirante antiguo, ajustar la tensión del nuevo y finalmente reajustar todos los tirantes. Al modificar ligeramente la rigidez de las péndolas, se verificaban durante todas las fases las solicitaciones en el arco y tablero, y la deformación impuesta en el tablero.

Y al final de la sustitución se verificaban la geometría del tablero y arco tras la sustitución (siendo éste el criterio determinante) y la igualdad de fuerza en el tirante antes y después de la sustitución (5% de diferencia máxima admitida).

Con el fin de simplificar las operaciones de transferencia, se logró ajustar las fases de tesado de tal forma que no fuera necesario retesar todos los tirantes. Durante la ruta crítica las operaciones de sustitución se limitaban a:

- Tesado del nuevo tirante provocando un acortamiento y elevación del tablero,
- Corte y detesado del tirante antiguo provocando el retorno del tablero a su posición inicial.

8. CONTROLES DE OPERACIONES Y CONTROL DE CALIDAD

Todo el proceso de rehabilitación del puente Las Américas fue realizado con un estricto control y siguiendo las siguientes directrices:

- Control geométrico y de fuerza para verificar y ajustar los datos teóricos de los modelos estructurales durante la sustitución, garantizando así la seguridad del proyecto en cada fase (Tabla 4).

Control de materiales y de ejecución con el fin de garantizar la trazabilidad y facilitar las futuras operaciones de inspección y mantenimiento de la estructura.

Además del control de seguimiento de fabricación y montaje de los tirantes se realizaron unos procedimientos especiales para controlar cada una de las operaciones de instalación de las horquillas. En particular podemos destacar el control de tesado de los tornillos TAR, que pasó por:

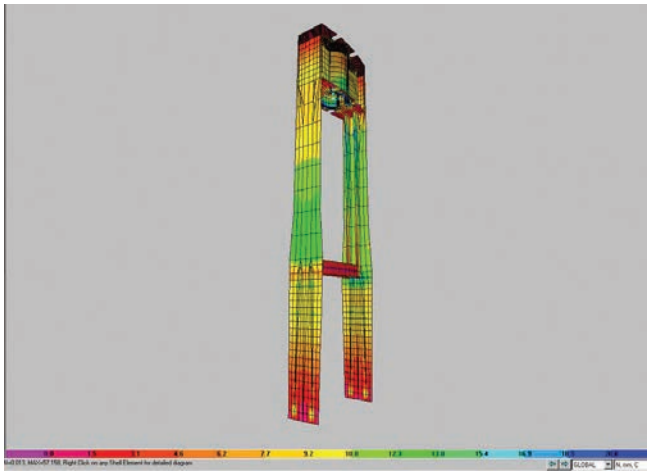


Figura 49. Modelización tridimensional de la horquilla nueva de unión a la viga de tablero

Figure 49. Three-dimensional model of the connection fork to the deck beam

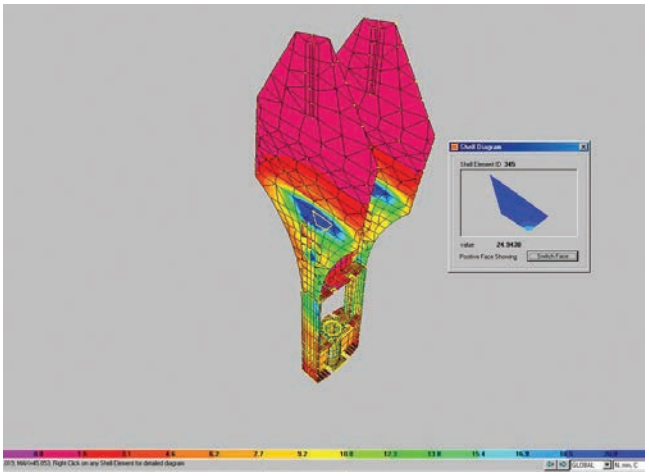


Figura 50. Modelización de la horquilla superior y su conexión a la estructura

Figure 50. Model of the upper fork and its connection to the superstructure

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 4. ***Resumen de las fuerzas (kN) iniciales y finales de las péndolas originales y nueva (resultados de modelo)***

Table 4. Summary of the original and final forces (kN) of the original and new hangers (model results)

Péndola *Hanger*	Fuerza *Force*	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
Originales *Original*	Inicial *Initial*	749	718	656	679	707	671	705	675	697	701	662
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Nuevas *New*	Inicial *Inititial*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	749	716	661	677	705	671	705	674	697	698	668

For parallel wires strands the type of detail at 2×10^6 cycles is $(\Delta f)_{TH} = 110$ MPa, according to table 5.1 of the PTI Recommendations. So the value for the design comparison to $N = 54.75 \times 10^6$ cycles was limited to: $(\Delta f)\ n = (\Delta f)_{TH}/\ 2 = 55$ Mpa.

7.3.3. Verification of the new hanger connection

Besides de service, fatigue and resistance verification, the fork and its connection to the bridge were designed to withstand an accidental combinations of vehicle impact, replacement of hanger and broken hanger. This principle ensures that these new devices doesn't require further strengthening in the case of a future adequacy project of the entire structure to the current standards (Figures 49 and 50).

In order to verify that no new element (cables with new stiffness, forks hanging from the archand connected to the deck) would change the dynamic behavior of the structure against traffic loads, it was measured the response of the structure against a load light train light and a heavy load train at different speeds, making it move along the deck. Models were used with varying intensity load over the time.

Therefore the passage of truck regulatory HS 20 AASHTO and a light traffic was modeled with a 2.5 Hz excitation frequency for the light vehicle and 0.8 Hz for the heavy vehicle.

This analysis showed lower dynamic loads than those obtained by fatigue calculation according to AASHTO (LRFD).

The forks under the proposed replacement of the hangers are not dynamically sensitive to the excitement caused by traffic. It is noted that in a total time of 10s of excitement, both tension variations such as Von Mises and fork movement are not significant.

7.4. Analysis of the installation process of new hangers

Particular point included the structural verification during the replacement operation hangers with open but restricted traffic. As detailed above, it consists in install and partially stress the new hanger , totally destress the old hanger, adjust the tension in the new one and finally adjust all the hangers. By modifying slightly the stiffness of the hangers, is checked during all phases of the stresses in the arch and board, and the strain imposed on the board,

And also, the geometry of the deck and arch after replacement (this being the main criterion) and equal force in the hanger before and after the replacement (5% maximum permissible deviation) were checked.

In order to simplify the transfer operations, it was possible to adjust the tensioning stages so as not necessary restress all the hangers. During the critical path, the replacement operations were limited to:

- *Tensioning of the new hanger causing shortening and raising of the deck,*
- *Cut and destress the original hanger causing the return of the deck to its original position.*

8. OPERATIONS AND QUALITY CONTROLS

The whole process of rehabilitation of the Bridge of the Americas was held under strict control and following these guidelines:

- *geometric and force control to check and adjust the theoretical data from the structural models, ensuring the safety of the project at each stage (Table 4).*
- *materials and execution control to ensure the traceability and to facilitate future inspection and maintenance works in the structure.*

In addition to the control of the hangers manufacture and assembly processes, special procedures were made to control each of the installation operations of the forks. Particularly, the stressing control of TAR screws, which involves:

- *Friction coefficient control between new blasted sheet and old stripped sheet prepared with abrasive disc.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- Control de coeficiente de rozamiento entre chapas nuevas granalladas y chapa antigua decapada y preparada con disco abrasivo,
- Control de coeficiente de rozamiento de los tornillos en obra en condiciones reales de lubricación con llave de apriete,
- Control táctil de rugosidad y ausencia de suciedad y lubricante en las caras a trabajar a fricción, y del ajuste geométrico del conjunto de piezas nuevas con respecto a las antiguas,

Además del tradicional control visual de apriete mediante marca de los tornillos, se emplearon unas arandelas testigo de apriete (IDT) en todos los tornillos. El control del aplastamiento de las huellas de la arandela con galga de control indica la fuerza remanente en el tornillo.

Durante el proceso de transferencia de carga, el control de fuerza se realizó mediante:

- Control de nivel del tablero antes de iniciar las operaciones y al finalizar la sustitución de una péndola, con corte total de trafico.
- Medición con láser de la longitud de anclaje a anclaje dotados con diana para asegurar la repetitividad de la medición. Esta medición se realizaba antes y después de cada operación.

Además en cada operación se medían las fuerzas en la péndola a sustituir, en la anterior y en la siguiente. Los resultados de la verificación de la evolución de fuerza y de nivel tras cada fase coincidieron casi exactamente con la previsión de los modelos estructurales.

Las tablas 5 y 6 ilustran la evolución de fuerza durante la transferencia. Así, por ejemplo, en el caso de la péndola 22, la péndola original tenía una fuerza inicial de 749 kN. Se aplicaba una fuerza de tesado de 448 kN en la péndola nueva, lo que provocaba un destesado de -265 kN en la original. La fuerza remanente de 484 kN se eliminaba a continuación por corte de la péndola, lo que provocaba un incremento de fuerza en la nueva de 318 kN. A continuación, para restablecer la geometría inicial con exactitud, se destesó la nueva péndola P22 en 10 kN (fuerza total en la nueva péndola de 756 kN). Se observa que la sustitución en las péndolas vecinas a P22 tiene un efecto ligero y cada vez menor hasta la P27. A partir de P28, la péndola P22 no resultaba afectada por la sustitución. Si sumamos la variación de fuerza en la P22 en las siguientes operaciones de sustitución de P23 a P32, la fuerza pasa de 756 kN a 756 -125 + 118 + 1 -10 + 8 - 11 +11 + 7 - 7 + 1 + 1 - 1 = 749 kN, es decir la misma fuerza que tenía la péndola original.

La medición con láser de longitud de las péndolas permitía alcanzar precisiones de +/- 1mm. La fuerza de

Tabla 5. Fuerzas de trabajo en las operaciones y su evolución (kN) en las péndolas originales durante cada fase de sustitución: tesado nuevas, destesado de péndolas originales y ajuste péndolas nuevas

Péndola	Fase	Péndolas antiguas										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes	**749**	**718**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Tesado (*)	-265	-75	-6	4	2	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**)	**-484**	68	5	-4	-2	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***)	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	Fuerzas antes	0	**715**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Tesado (*)	0	-259	-84	-9	5	3	1	0	0	0	0
	Destesado (**)	0	**-455**	79	8	-5	-3	-1	0	0	0	0
	Ajuste(***)	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

↓ hasta

Péndola	Fase	Péndolas antiguas										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**695**	**662**
	Tesado (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-209	-107
	Destesado (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-486**	117
	Ajuste(***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-15
P_23	Fuerzas antes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**656**
	Tesado (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-212
	Destesado (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-443**
	Ajuste(***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tesado (*): efecto debido al tesado de la péndola nueva
Destesado (**): efecto debido al destesado de la péndola antigua
Ajuste (***): efecto debido al ajuste de la péndola nueva

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- *Friction coefficient control of the screws under real lubrication conditions by mean of a wrench,*
- *Touch control of roughness and absence of dirt and oil on the surfaces to work by friction, and geometric adjustment of all new parts with regard to the old ones,*
- *In addition to the traditional visual tightening control using mark in the screws, special torque control washers (IDT) were used in all the screws. The control of the washer with control gauge indicated the remaining force in the screw.*

Also, a significant attention was paid to the force control during the load transfer:

- *Deck level control before the start of the operations and at the end of the substitution of each hanger, with traffic totally closed.*
- *Laser measurement of the hangers length from anchorage to anchorage both equipped with target to ensure the repeatability of the measurement. This measurement was performed before and after each operation.*

In addition in every operation, besides the force of the hanger to replace, the previous and next hanger forces were also measured. The results of the verification of the force evolution and level after each stage coincided almost exactly with the predictions from the structural models.

Tables 5 and 6 illustrate the evolution of force during the transfer: in the case of the hanger 22, the original hanger had an initial force of 749 kN. Applying a tensioning force of 448 kN in the new hanger, caused a destressing of -265 kN in the original. The remaining force of 484 kN was removed by means of cutting the hanger, leading to increase 318 kN the force in the new hanger. Then, to restore the initial geometry accurately, the new hanger P22 should be destressed 10 kN (total force in the new hanger 756 kN). It is noted that substitution in the nearby hangers has a small effect and declining to P27. From P28, hanger P22 is not affected by the replacements. If we add the force variation in P22 in the following replacement operations in hangers P23 to P32, the force pass from 756kN to 756-125 + 118 + 1-10 + 8-11 + 11 + 7-7 + 1 + 1- 1 = 749 kN, that is the same force that had the original hanger.

***Table 5.** Working forces in the operations and its evolution (kN) in the original hangers for each stage of replacement: stressing of new hangers, destressing of original and adjustment of new hangers*

Hanger	Stage	Original hangers										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	*Original force*	**749**	**718**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Stressing (*)	-265	-75	-6	4	2	0	0	0	0	0	0
	Destressing (**)	**-484**	68	5	-4	-2	0	0	0	0	0	0
	Adjustment (***)	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	*Original force*	0	**715**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Stressing (*)	0	-259	-84	-9	5	3	1	0	0	0	0
	Destressing (**)	0	**-455**	79	8	-5	-3	-1	0	0	0	0
	Adjustment (***)	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

↓ to

Hanger	Stage	Original hangers										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	*Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**695**	**662**
	Stressing (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-209	-107
	Destressing (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-486**	117
	Adjustment (***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-15
P_23	*Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**656**
	Stressing (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-212
	Destressing (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-443**
	Adjustment (***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Stressing (*): effect due to the stressing of the new hanger
Destressing (**): effect due to the destressing of the old hanger
Adjustment (***): effect due to the adjustment of the new hanger

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tesado se medía con células de carga y como resultado del proceso de Isotensión® con una precisión de 2,5%.

Al final de la transferencia se realizó un pesaje mediante gato anular con una precisión de 2%. Los objetivos del ajuste eran:

- Diferencia de nivel de 5 mm.
- Diferencia de la suma total de las fuerzas de un haz con respeto a peso total del tablero de menos de 5%,
- Diferencia puntual máxima entre fuerza de pesaje (bajo PP) y fuerza teórica de 15% (teniendo en cuenta que las fuerzas son muy bajas para la sección de tirante).

Tabla 6. Fuerzas de trabajo en las operaciones y su evolución (kN) en las péndolas nuevas durante cada fase de sustitución: tesado nuevas, destesado de péndolas originales y ajuste péndolas nuevas

Table 6. Working forces in the operations and its evolution (kN) in the new hangers at each stage of replacement: stressing new hangers, destressing of original and adjustment of new hangers

Péndola *Hanger*	**Fase** *Stage*	**Péndolas nuevas** *New hangers*										
		P22	**P23**	**P24**	**P25**	**P26**	**P27**	**P28**	**P29**	**P30**	**P31**	**P32**
P_22	Fuerzas antes *Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**662**
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***) *Adjustment (***)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	Fuerzas antes *Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**662**
	Tesado (*) *Stressing (*)*	**448**	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	278	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***) *Destressing (**)*	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

↓ hasta / *to*

Péndola *Hanger*	**Fase** *Stage*	**Péndolas nuevas** *New hangers*										
		P22	**P23**	**P24**	**P25**	**P26**	**P27**	**P28**	**P29**	**P30**	**P31**	**P32**
P_22	Fuerzas antes *Original force*	**749**	**716**	**660**	**677**	**705**	**671**	**705**	**675**	**703**	0	0
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	2	6	3	-25	-106	**449**	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	-3	-6	-4	27	117	223	0
	Ajuste(***) *Adjustment (***)*	0	0	0	0	0	1	1	-4	-15	35	0
P_23	Fuerzas antes *Original force*	**749**	**716**	**660**	**677**	**705**	**671**	**705**	**674**	**698**	**707**	0
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	0	2	6	4	-26	-107	**449**
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	-2	-6	-4	27	106	202
	Ajuste(***) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	-8	17
	Final / *Final*	**749**	**716**	**661**	**677**	**705**	**671**	**705**	**674**	**697**	**698**	**668**

Tesado/*Stressing*(*): efecto debido al tesado de la péndola nueva/*effect due to the stressing of the new hanger*
Destesado/*Destressing* (**): efecto debido al destesado de la péndola antigua/*effect due to the destressing of the old hanger*
Ajuste/*Adjustment* (***): efecto debido al ajuste de la péndola nueva/*effect due to the adjustment of the new hanger*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

The laser measurement of the hangers length achieved accuracies of +/- 1mm. The stressing force was measured with load cells and as a result of the Isotensión ® process with an accuracy of 2.5%.

At the end of the load transfer, a stay cable weighing was made with annular jack with an accuracy of 2%. The objectives of this adjustment were:

- *level difference of 5 mm.*
- *less than 5% difference between the total hanger forces sum and the total deck weight of*
- *highest point difference between force weighing (on PP) and theoretical strength of 15% (taking into account that the forces are too low to the cable section).*

Forces were adjusted making a difference in levels between the two geometries of 7 mm, reaching the goal of strength. Therefore, the goals were achieved to ensure the equivalence of the structural behavior of the hangers before, during and after the substitution (Table 7).

Tabla 7. Tabla de ajuste de fuerza y longitud para los tirantes del haz sur
Table 7. Table of force and length adjustment for the hangers in South beam

Péndola *Hanger*	L inicial *L initial* (mm)	L final *L final* (mm)	Diferencia nivel *Level differential* (mm)	F inicial F *initial* (kN)	F final *F final* (kN)	Diferencia *Difference* (kN)	Diferencia *Difference* %
P22	8.989	8.989	0	626	713	87	12
P23	13.634	13.641	-7	760	734	-26	-4
P24	18.089	18.094	-5	713	680	-22	-5
P25	21.641	21.639	2	632	671	39	6
P26	24.995	24.988	7	645	700	55	8
P27	27.524	27.523	1	667	680	13	2
P28	29.925	29.926	-1	722	672	-50	-7
P29	31.462	31.463	-1	671	707	36	5
P30	32.900	32.904	-4	647	700	53	8
P31	33.448	33.446	2	728	678	-49	-7
P32	33.903	33.902	1	640	660	20	3
PP31	33.440	33.441	-1	690	684	-6	-1
PP30	32.882	32.882	0	726	723	-4	0
PP29	31.460	31.462	-2	697	683	-14	-2
PP28	29.948	29.949	-1	649	708	59	8
PP27	27.528	27.530	-2	743	690	-53	-8
PP26	24.996	24.996	0	634	709	75	11
PP25	21.649	21.649	0	669	665	-4	-1
PP24	18.089	18.087	2	682	660	-22	-3
PP23	13.772	13.769	3	638	705	67	10
PP22	9.286	9.292	-6	610	707	97	14
TOTAL				14.188	14.529	341	2

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

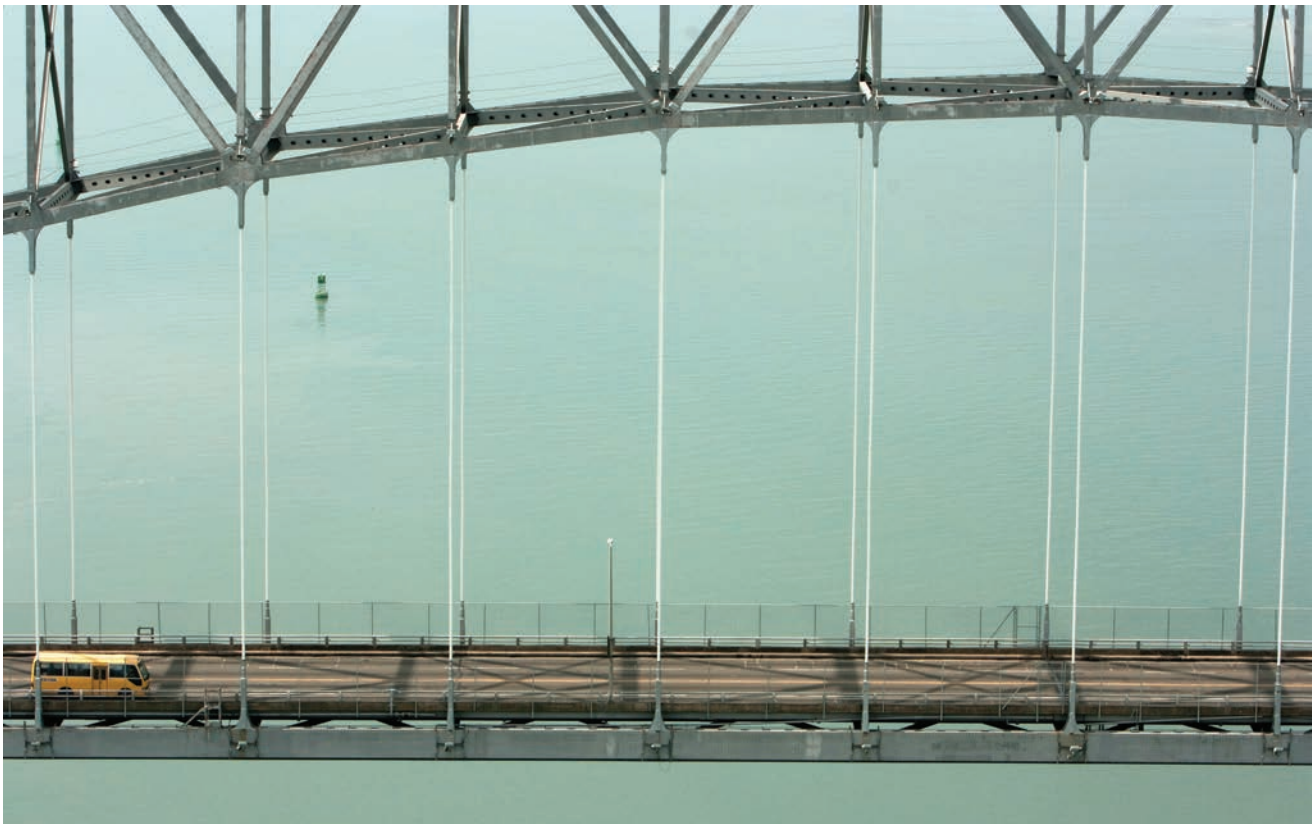


Figura 51. Vista del puente provisto con las nuevas péndolas
Figure 51. View of the bridge equipped with new hangers

Se reajustaron las fuerzas logrando una diferencia en niveles entre las dos geometrías de 7 mm, alcanzándose los objetivos de fuerza. Por consiguiente, de modo global se lograron los objetivos fijados para garantizar la equivalencia de comportamiento estructural de las péndolas antes, durante y después de la sustitución (tabla 7).

9. CONCLUSIONES

El proyecto de rehabilitación de la superestructura del puente Las Américas plantea la gran variedad de condicionantes inherentes a una estructura que es vital para la ciudad de Panamá, y supone un patrimonio cultural y un emblema para el pueblo panameño.

La rehabilitación estructural de puentes singulares, como puentes atirantados o suspendidos, se resuelve habitualmente con métodos y sistemas constructivos que tienen un fuerte impacto sobre el tráfico y los usuarios. Requieren además unos medios auxiliares específicos (v.gr. sistemas de atirantamiento provisionales), con rendimientos muy bajos y multiplicación del número de fases críticas de transferencia de carga, que origina unos costes y plazos de ejecución elevados.

En el presente caso, la metodología elegida persiguió la simplicidad en la ejecución, aprovechando la gran rigidez del arco y flexibilidad del tablero, y sobre todo la posibilidad de colocar la conexión nueva del tirante entre los cables existentes sin reducir en ningún momento el nivel de seguridad. Eso permitió instalar las nuevas conexiones y cables con una reducción mínima del tráfico, desapareciendo la mayoría de las operaciones de la ruta crítica.

La elección de un proceso sistemático, con una reflexión en cada fase para optimizar los medios auxiliares disponibles y reducir los riesgos de cada operación, permitió garantizar e incluso mejorar los plazos de ejecución: las fases de corte y transferencia de carga se realizaron en dos péndolas cada noche durante seis días a la semana.

El trabajo conjunto entre todos los involucrados en el proyecto, la sensibilidad por parte de la propiedad a las dificultades técnicas, y la criticidad en términos de seguridad de las operaciones, fueron clave para lograr este reto en menos de 14 meses.

Por otra parte, es usual sustituir los componentes y materiales que forman el tirante por otros exactamente iguales, con el fin de no alterar las conexiones y no mermar el comportamiento global de la estructura. Sin embargo, el sistema de cable empleado en la época no responde a las exigencias mecánicas y de durabilidad actuales: los cables helicoidales no son retesables ni detesables, su mantenimiento no es fácil, y no se puede garantizar la proteccion contra la corrosión. En esta obra se demuestra la viabilidad de mejorar el sistema de tirantes utilizando cordones autoprotegidos individualmente y anclados con cuñas de fatiga (Figura 51). Este sistema proporciona una vida útil de diseño de 100 años, y es fácil de inspeccionar y mantener.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

9. CONCLUSIONS

The Bridge of the Americas refurbishment project raises the variety of constraints inherent in a structure that is vital for the city of Panama which is a cultural heritage and an emblem for the Panamanian people.

The structural rehabilitation of singular bridges, as cable-stayed or suspension bridges, is usually solved using methods and building systems that have a strong impact on traffic and users. Also, require specific auxiliary means (for example, temporary stay cable systems) with poor performance and an increase in the number of critical stages of load transfer, which results in higher cost and execution time.

In this case, the chosen methodology pursued the simplicity in the execution, taking advantage of the high rigidity of the arch and flexibility of the deck, and especially the possibility of placing the new connection between the existing cables without reducing at any time the security. That allowed the installation of new connections and cables with a minimum reduction of traffic, disappearing most of the operations from the critical path.

The choice of a systematic process with a deep reflection at each stage in order to optimize the available aids and reduce the risks of each operation, helped to ensure and even improve the execution times: the cutting and load transfer stages were made during six days a week, two hangers per night.

The partnership between all parts involved in the project, the property's sensitivity to the technical difficulties in terms of criticality safety of operations, were key to this carry out this challenge in less than 14 months.

On the other hand, it is usual to replace the components and materials that compose the stay cables by others that are exactly the same, in order not to change the connections and not to diminish the overall behavior of the structure. However, the cable system used at the time does not meet the current mechanical and durability requirements: coil wires are not destressable, their maintenance is not easy, and the protection against corrosion can not be guarantee. This work demonstrates the feasibility of improving the cable system using self-protected individual strands anchored with fatigue wedges (Figure 51). This system offers a lifespan of 100 years, and is easy to inspect and maintain.

References / Referencias

[1] LOUIS BERGER GROUP, AMMANN & WHITNEY: *Inspección del Puente de las Américas. Informe Final"*. Panamá: The Louis Berger Group Inc in association with Ammann & Whitney, 2005.

[2] AMERICAN WELDING SOCIETY. *AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2008, Bridge welding code.* Miami: American Welding Society, 2008.

[3] FERNÁNDEZ TROYANO L. *Tierra sobre el agua, visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1999. (Colección de ciencias, humanidades e ingeniería nº55). 798 p. Capítulo VI.

[4] CHE, W.F., DUAN L. *Bridge Engineering Handbook*. New York: CRC Press, 1999. p. 161–634. ISBN-10: 0849374340.

[5] ROEBLING'S J. A. *Roebling Wire Rope and Fittings.* New Jersey: John A. Roebling's Sons Corp., 1954.

[6] KULAK G. *AISC Design Guide Series nº 17: High strength bolts – A primer for structural engineers.* Chicago, IL.: American Institute of Steel Construction, Inc., 2002.

[17] POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI). *PTI DC45.1-07, Recommendations for stay cable design, testing and installation 5th edition.* Farmington Hills, MI.: Post-tensioning Institute, 2007.

[8] ACHE. *Manual de tirantes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007. ISBN: 978-84-3800-353-4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

• **Propiedad / *Owner*:**	Ministerio de Obras Públicas de Panamá. Oficina de Proyectos Especiales
• **Ingeniero director / *Project director*:**	Carlos Ho
• **Ingeniero responsable / *Engineer in-chief*:**	Héctor Castillo
• **Ejecución / *Contractor*:**	Asociación Accidental Puente Las Américas (Freyssinet SA, Freyssinet de México, CUSA - Constructora Urbana SA)
• **Gerente de construcción / *Project manager*:**	Guillermo Medina
• **Jefes de Producción / *Works manager*:**	Eira Sánchez, Leonardo Netto, César Lasso, Iván Alende
• **Responsable de seguridad** ***Head of Health and Safety*:**	Juan Valdez
• **Documentación / *Documentalist*:**	Gustavo Fernández
• **Proyecto de rehabilitación** ***Refurbishment design*:**	EuroEstudios de México
• **Supervisión y revisión** ***Supervision and review*:**	Ernesto Ng Jórdan
• **Revisión externa / *External review*:**	Amman & Whitney
• **Inspección especial / *Special inspection*:**	EuroEstudios de México, Advitam
• **Laboratorios / *Laboratories*:**	Azterlan (Vizcaya), Universidad Tecnológica de Panamá

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Acueducto del Barranco Roig

Roig Gully Aqueduct

Arturo Rueda Rieu[1], Lorenzo Carbonell Cerezo[2] , Rosa Monzó Enguix[3] , José María Pastor Villanueva[3] y David Ferreras Camarero[3]

Recibido | *Received:* 27-05-2010
Aceptado | *Accepted:* 02-03-2011

Resumen

Aunque el transporte de agua a presión tiene una mayor flexibilidad de trazado que el transporte por gravedad y en lámina libre, la orografía acaba imponiendo utilizar estructuras auxiliares que permitan el trasiego de agua. En el tramo E de la conexión del curso bajo del río Júcar con el tramo V ("Nueva conducción Júcar – Vinalopó") la tubería de impulsión debe salvar distintas infraestructuras de transporte y cuatro barrancos, optándose por la ejecución de hincas y acueductos respectivamente. El artículo se centra en la solución dada a estos acueductos, especialmente en el acueducto del barranco El Roig, cercano a la localidad de Moixent, para el que condicionantes de distinta índole acabaron imponiendo un diseño singular.

Palabras clave: acueducto, transporte en tubería, estructura atirantada, barras roscadas, tubos curvos.

*Abstract**

Despite the pressurized water pipe flow has got a higher flexibility in its course than the free surface flow, the terrain enforces the construction of auxiliary elements which allow the water transferring. In E stretch of the Jucar river down course connection with V stretch ("Nueva conducción Júcar-Vinalopó") the pipe must overcome different transport infrastructures and four ravines, choosing pipe jacking and aqueducts respectively. This article is focused on the solution given to these aqueducts, especially to the Roig´s gully aqueduct, near the village of Moixent, for which conditions of various kinds imposed a unique design.

Keywords: *aqueduct, pipe flow, stayed structure, tie rods, curved bars.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 102 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Obras y Proyectos de AcuaJúcar, S.A. (Valencia, España).
(2) Ingeniero Industrial. Acciona Infraestructuras, S. A. (Valencia, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA, S.A. (Valencia, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* dferreras@typsa.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. LOS ACUEDUCTOS DEL TRAMO E DE LA NUEVA CONDUCCIÓN - VINALOPÓ

1.1. Descripción general de la obra

La conducción Júcar-Vinalopó se inicia aguas arriba del Azud de la Marquesa en Cullera (Valencia) a cota +1,5 m y finaliza en la cabecera del Alto Vinalopó, en las inmediaciones de Villena (Alicante), en concreto en la Central de Alorines, a cota +547,4 m. Tiene una longitud total de conducción superior a los 95 km, incluyendo dos túneles de 6 km de longitud total, cuatro bombeos y tres balsas intermedias. En cola del sistema y a los efectos de regulación y almacenamiento de excedentes se dispone de una balsa, denominada San Diego, con una capacidad de 20 Hm^3.

El transporte en toda la conducción debe hacerse a presión para salvar las cotas del trazado, con tubería de acero de diámetro 1.829 mm. La conducción, además, se dimensiona para un caudal de diseño de 4,5 m^3/s, si bien se comprueba su correcto funcionamiento para un caudal de 5,6 m^3/s.

Su objeto es la transferencia de recursos hídricos sobrantes del Júcar hasta la cuenca del Vinalopó en un volumen máximo establecido en el actual Plan Hidrológico del Júcar de hasta 80 Hm^3/año, una vez satisfechas las demandas en la cuenca cedente y de forma especial, las medioambientales.

La ejecución del trazado se ha realizado en dos fases, que se han dividido en distintos tramos para su ejecución. El tramo que nos ocupa se incluye dentro de la Fase 2: *"Conexión del curso bajo del río Júcar con el tramo V conducción Júcar – Vinalopó"*; se trata del tramo E: con una longitud total de 18.020 m de conducción, tiene que atravesar distintas infraestructuras, situación que se ha resuelto mediante hincas, y salvar varios cauces, caso que se ha salvado mediante sifones o acueductos dependiendo de la orografía.

1.2. Los acueductos del tramo E

La conducción en el tramo E cruza diferentes barrancos y ramblas; cuatro se salvan mediante acueducto: el de Tío Antonio, el del afluente del Hoz, el de Hoz y el de Roig. En casi todos ellos las luces impuestas rondan los 35 metros, excepto en el barranco de Roig que tiene una luz de 60 metros. Se adoptó la solución de acueducto frente al sifón por condicionantes funcionales y económicos, evitando la ocupación de los barrancos.

Dado que la conducción del trasvase es una tubería de acero de gran diámetro (DN 1.829 mm, con acero de calidades variables, que llegan hasta X70 según norma API en los acueductos), con los espesores necesarios para resistir las altas presiones del trasiego y las tierras en su parte enterrada, cuando se estudiaron soluciones estructurales para los acueductos se optó por proyectarlos como tubos autoportantes, empleando la propia tubería como viga que salvara la luz de los barrancos, apurando la capacidad resistente remanente en el material tras resistir las presiones interiores, cumpliendo los límites de deformación necesarios para el transporte.

Según se recoge en las referencias [1] y [2], la aparición histórica de esta solución para acueductos se da en el comienzo del siglo XX, pareja a su utilización en las impulsiones hidráulicas, cuando se consiguió producir de forma industrial tubos de acero de suficiente calidad y longitud, aplicando soldadura eléctrica continúa en taller. Los primeros registros de acueductos construidos con la tubería de impulsión utilizada como viga, se rastrean hasta Suecia en el principio del XX; con chapas de acero laminadas y juntas roblonadas, en ocasiones el conjunto se rigidizaba con celosías metálicas y se colocaban anillos rigidizadores para evitar abolladuras locales en las chapas. Destaca la conducción de Orebro, de 1909, en la que con tuberías de 2250 mm de diámetro y espesores de 8 mm se salvaron vanos de 8 m con anillos en los apoyos y separaciones de 2 m entre éstos. En Suiza en 1925, en la construcción de la planta hidroeléctrica de Waggital, se llegó a vanos de 22,5 m con diámetros de 2.200 mm y espesores variables de 20 a 26 mm (en esta ejecución ya se empleó junta soldada). En EEUU, en 1927, se cruzó el Mississipi cerca de Toston (Montana) con cuatro vanos de 30, 38,5; 38,5 y 30 m, con diámetro de 3.100 mm y espesores variables de 19 a 9.50 mm.

Los barrancos del tío Antonio, afluente de Hoz y Hoz (Figura 1) están dentro del ámbito ordinario, con luces que no superan los 35 metros. Los acueductos cruzan los cauces mediante un único vano: la tubería surge de la ladera y atraviesa el barranco con la pendiente de la conducción y respetando los gálibos verticales impuestos por el estudio hidráulico. El diámetro de la tubería es de 1.829 mm, su espesor es de 17,5 mm; la calidad del acero es X70. Sólo tienen anillos de rigidización en los apoyos y la configura-

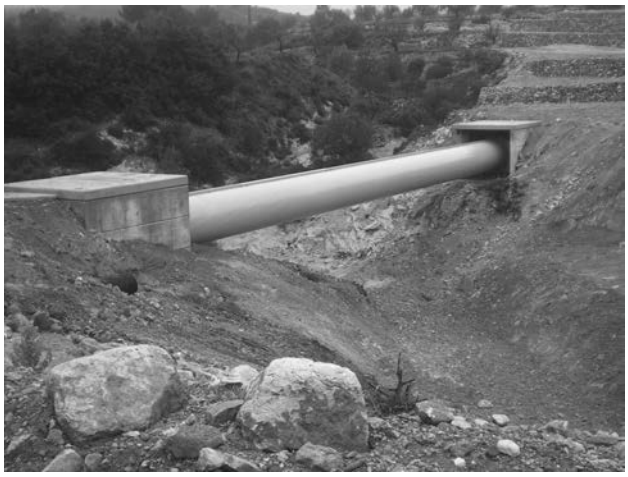


Figura 1. Acueducto barranco Hoz

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 2. Compensador de dilatación

ción de la sustentación en todos ellos es la misma: un apoyo rígido anclado al estribo y otro apoyo móvil que permite los movimientos en el sentido longitudinal según la traza, tras el cual se ha colocado un compensador de dilatación (Figura 2).

Sin embargo, en el barranco Roig, el mayor de todos, la luz existente (60 m) es excesiva para colocar la tubería como una simple viga; dado que, por razones hidráulicas se prefirió no colocar apoyos definitivos en el cauce para reducir la luz, por tanto fue necesario buscar soluciones alternativas a esta tipología estructural.

2. EL ACUEDUCTO DEL BARRANCO ROIG

2.1. Diseño

2.1.1. Condicionantes

El barranco Roig (Figura 3) se encuentra próximo a la localidad de Moixent y tiene un ancho en coronación de 60,5 m. Esta luz queda fuera del rango adecuado para la solución de tubería autoportante principalmente por criterios de deformación así como por criterios resistentes: con el diámetro impuesto, el espesor necesario para conseguir suficiente rigidez en el sistema para limitar la flecha no es económico, ni tan siquiera viable, para 60 metros de luz. Hubo de plantearse por tanto soluciones diferentes a los otros acueductos para esta estructura, respetando los condicionantes existentes.

Figura 3. Vista aérea del barranco Roig

En el proyecto se realizó un estudio hidráulico de los distintos cauces con acueducto, tomando como periodo de retorno de estudio 100 años (vida útil de proyecto); en el caso del barranco Roig el caudal punta correspondiente es 86,81 m^3/s con un calado cercano a los 3 m ocupando todo el cauce. Este valor impone alternativas de un vano único, sin pilas intermedias que puedan interferir con el flujo y con un gálibo mínimo fijado; en el Roig, el movimiento de tierras necesario para la solución sifón hacía inviable esta alternativa.

Por criterios prácticos, se fijó también que las características de la solución propuesta utilizara para la tubería un diámetro nominal D.N. 1.829 mm ya que mantenía la continuidad de la tubería enterrada que llega al barranco.

Estos dos criterios obligaban ya a construir una estructura auxiliar que reforzara el comportamiento de la tubería dotándola de la suficiente rigidez vertical. Además, la Propiedad decidió, dada la proximidad del municipio de Moixent y de la A7, establecer un fuerte condicionante estético: se buscó crear un hito referente de toda la obra.

2.1.2. Diseño formal

Respetando el condicionante de no invadir el cauce con ningún elemento, y aprovechando que la estructura no soporta sobrecargas de uso (lo cual permite una mayor libertad formal), se ha diseñado una solución en la que prima el condicionante estético. La solución juega con la forma de la estructura auxiliar necesaria: se idea una estructura atirantada con cuatro pilonos curvos dispuestos de forma asimétrica, dos en cada margen, de los que se suspende la tubería (Figura 4). La curvatura de los pilonos no es arbitraria sino que se corresponde con la propia de un arco de medio punto de 60 m (la luz del barranco) y la longitud total de los mismos corresponde con su perímetro.

Figura 4. Infografía diseño original

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El arco de medio punto es de las primeras formas estructurales conocidas: generalizada especialmente durante la época romana (civilización que parece ser que sintió una fascinación casi mística por esta herencia etrusca), se convirtió en paradigma de la construcción civil. La asociación histórica entre la silueta del arco de medio punto y los acueductos pertenece ya al inconsciente colectivo, gracias a los numerosos ejemplos existentes. La idea horizonte que apareció durante el diseño fue la creación de un arco metálico de medio punto que salvara el barranco.

Sin embargo, se entendió que quedarse en la inspiración del pasado histórico para la elección de una forma resultaba insuficiente desde una estética actual: se buscó renovar la presencia del medio punto, de manera que se vuelva perceptible aun a costa de su funcionalidad. Por ello, se planteó la fragmentación del arco en cuatro partes asimétricas, utilizando los elementos así creados para los pilonos laterales y los mástiles de retenida. La deconstrucción libera las tensiones internas del arco, materializadas en los cables de sustentación; al mismo tiempo, también libera la forma pura, el arco, de su función, gracias al vacío entre alguna de sus partes. Este vacío debe ser creado por el espectador para completar la obra.

2.1.3. Diseño estructural

La justificación estructural del diseño es suspender elásticamente la tubería con las barras de forma que pueda superar el barranco: se mejora su comportamiento frente a las acciones gravitatorias completando el sistema con las barras y los mástiles, contrarrestando parte del peso con los macizos de retenida y consiguiendo la suficiente rigidez vertical. Transversalmente, frente a acciones horizontales, el comportamiento está desacoplado por la baja rigidez del sistema en este sentido, debiendo cada elemento resistir independientemente.

Los mástiles son de sección circular, de acero X65, y tienen un diámetro de 34" (863,6 mm) y un espesor de 19,1 mm; para la tubería se ha mantenido el diámetro de 1829 mm y se ha incrementado el espesor a 17,5 mm y la calidad del acero a X70; para el sistema de tirantes se decidió adoptar un sistema de barras roscadas, con una métrica de 76 mm. Se adoptó esta tipología de tirante frente al cable por adaptarse mejor a las condiciones de la obra, además de permitir una mejor solución de los detalles de unión con el resto de la estructura.

Por último, las condiciones de apoyo de la tubería en los extremos son las mismas que en los otros acueductos del tramo: un apoyo fijo en un lado y liberación del movimiento longitudinal con un compensador de dilatación en el otro.

2.2. Cálculo

2.2.1. Acciones

Las principales acciones sobre el acueducto son el agua y el viento.

- Agua

El caudal de diseño del acueducto es el máximo de 5,6 m^3/s; la máxima presión en este tramo es de unos 150 metros de columna de agua, lo cual equivale aproximadamente a 1,5 N/mm^2 de presión interior, a la que hay que añadir una sobrepresión/depresión de 1 N/mm^2 por efecto del transitorio. El diseño de la conducción evita presiones negativas a lo largo del acueducto. La presión origina una tensión circunferencial en la chapa de la tubería que se relaciona con la presión interior P mediante la Ecuación 1 su número correspondiente.

$$\sigma_r = P.\frac{D}{2.t} \qquad (1)$$

donde D el diámetro exterior de la tubería, t el espesor de la misma y P la presión en el interior.

Esta tensión radial origina a su vez una deformación radial, que se puede obtener dividiendo la tensión entre el módulo de Young, y por efecto Poisson, esta deformación radial induce un acortamiento longitudinal.

La solicitación del agua se completa con el rozamiento contra las paredes de la tubería, derivado de la pérdida de carga por fricción.

En cuanto al transitorio, supone únicamente una mayor presión radial ya que de la relación de continuidad se puede deducir que la sobrepresión se transforma en una variación de la cantidad de movimiento, necesaria para frenar el fluido entre dos secciones cualesquiera de control, pero no supone un incremento en la acción longitudinal o gravitacional.

- Viento

Se ha considerado del lado de la seguridad que, frente al viento transversal, los elementos (tubería, mástiles y cables) funcionan independientemente, desacoplados, siendo la situación pésima para esta acción. La acción del viento sobre la estructura es compleja: conocer su acción exacta hubiera requerido ensayos en prototipo que la magnitud de la obra no justificaban. Se ha hecho previamente una aproximación cualitativa, siguiendo la referencia [3], acotando el fenómeno para obtener unos resultados adecuados, y después se ha empleado de forma conservadora el Eurocódigo 1 [4].

La acción del viento se puede suponer como la superposición de una componente de "fondo", cuasi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

estática, y de una componente resonante debida a la excitación cercana a las frecuencias naturales. La parte de fondo está afectada a su vez por la turbulencia, amplificándose con un factor de ráfaga. Por último, existen fenómenos dinámicos e inestabilidades aeroelásticas, autoinducidos y autoexcitados, poco conocidos y de difícil evaluación; sin embargo, la sección circular de todos los elementos, de elevada rigidez torsional, tiene una buena respuesta.

La componente de fondo se asimila en las Normas de forma genérica a cargas estáticas recogiendo el efecto de la altura, la topografía, la exposición del elemento, el entorno y la turbulencia. La expresión que recoge el Eurocódigo 1 [4] es la Ecuación 2, equivalente a los efectos extremos del viento:

$$F = q_{ref}.c_e\left(z_e\right).c_f.c_d.A \qquad (2)$$

donde q_{ref} es la presión de referencia, proporcional a la velocidad de referencia al cuadrado y a la densidad del aire; $c_e(z_e)$ es el coeficiente de exposición a la altura de referencia z_e, tiene en cuenta el terreno y la altura sobre el nivel del suelo, modifica la presión media para tener en cuenta un pico de turbulencia; c_f es el coeficiente de fuerza o arrastre, depende de la geometría de la sección y de su rugosidad principalmente; c_d es un coeficiente dinámico que tiene en cuenta la amplificación dinámica; A es el área expuesta a la acción.

Para considerar la componente resonante el Eurocódigo 1 añade un coeficiente dinámico que tiene en cuenta los efectos de reducción debidos a la falta de correlación de las presiones sobre la superficie, así como los efectos de mayoración debidos a las componentes de la frecuencia de turbulencia cercanas a la frecuencia fundamental de la estructura y la acción de ráfagas de viento.

Tras analizar los elementos que componen la estructura, se comprobó que los elementos más sensibles a la componente resonante eran los mástiles; para estudiarlos se han asimilado a las estructuras tipo chimeneas que figuran en el Eurocódigo 1 y se ha profundizado en el cálculo del mástil más alto. Para éste se ha seguido el procedimiento detallado para respuesta lineal que se recoge en el anexo B, que se puede aplicar al darse las condiciones exigidas.

- Otras acciones

La idealización de las acciones se completa con las restantes solicitaciones recogidas en la Guía Técnica para el transporte de agua a presión [5] y en el Manual de Tirantes [6]: para la acción térmica se adoptan valores de diferencial térmico en las barras de +18 ºC y -10ºC, ya que tanto el color de las barras como la pintura serán de tonos claros; se ha contemplado la posibilidad de rotura de los tirantes accesibles por vandalismo; este evento se ha analizado de forma estática con un coeficiente de ampliación dinámica de 2.

2.2.2. Modelo estructural

Se construyeron dos modelos numéricos con dos programas diferentes para analizar la estructura, estimar la respuesta bajo las acciones descritas y contrastar los resultados, empleando el formato de seguridad prescrito por el marco normativo. Las principales características de los modelos han sido: cálculo en régimen elástico; variación de la rigidez de los elementos, bien por su configuración deformada o bien por su estado tensional; análisis en teoría de segundo orden, o mediante la actualización paso a paso de la geometría de la estructura deformada o mediante la modificación de la matriz de rigidez utilizando funciones de estabilidad o la matriz geométrica. La estructura tiene un plano de rigidez claro, el de los tirantes y es claramente traslacional fuera de éste. En los modelos se incorporaron las imperfecciones laterales globales equivalentes de la estructura traslacional y las imperfecciones iniciales equivalentes de los elementos comprimidos aislados; se ha adoptado una curvatura ficticia adicional de e_0 de l/200, siendo l la longitud desarrollada de cada uno de los mástiles.

La sección de la tubería es esbelta, clasificándose según el Eurocódigo 3 [7] como clase 4. En ausencia de una formulación específica para hallar el ancho reducido de secciones circulares, se realizó la siguiente simplificación: el punto de unión de las "alas" con las "almas" de la sección circular se realiza en los puntos situados a 45º. Operando según el Eurocódigo 3 se llega a que las almas son de clase 3 y el ala superior de clase 4, con una esbeltez de 1,87 y un factor de reducción de 0,47.

Las barras se han discretizado como barras biarticuladas que no admiten compresiones; su rigidez está afectada por su peso propio y por su estado tensional (efecto catenaria). Para representar este efecto se ha empleado la Ecuación 3 o fórmula de Ernst, que modifica el módulo de elasticidad del material para corregir su comportamiento real, en un proceso iterativo:

$$E_T = \frac{E}{1 + \frac{q^2.d^2.E.A}{12.T^3}} \qquad (3)$$

donde E es el módulo del material, q es el peso lineal de las barras, d es la proyección horizontal de la barra, A es la sección y T es la tensión en la cuerda.

2.2.3. Comprobaciones

Se han dimensionado los elementos a nivel de punto (Figura 5), comprobando que las tensiones que aparecen en las partes más solicitadas de la sección

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

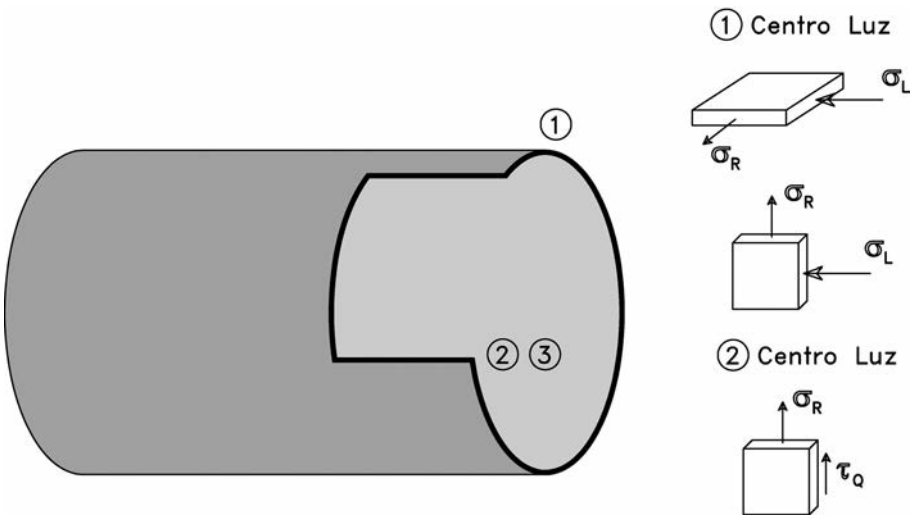


Figura 5. Esquema tensional

sean inferiores a las que establece el criterio de plastificación de von Mises recogido en la Ecuación 4:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x.\sigma_y + 3.\tau_{xy}^2} < \sigma_{ult} \qquad (4)$$

- Tubería

Dentro de las solicitaciones en la tubería, la presión interna del agua utiliza aproximadamente el 50 % de la capacidad de la sección. Para limitar las deformaciones se ha seguido el criterio fijado por el AWWA [1], que establece una deformación máxima por operación de L/360.

- Mástiles

En los mástiles se ha limitado la deformabilidad a 1/200 para limitar la amplificación de los esfuerzos y por estética. Se han estudiado además las vibraciones que pueden generar el viento en el mástil más alto por desprendimiento de torbellinos (calle de Von Karman), empleando la Ecuación 5, que puede encontrarse en [3] y que recoge también el Eurocódigo 1. La máxima amplitud y_f a la velocidad crítica del viento es la siguiente:

$$\frac{\max y_f}{b} = K_w.K.c_{lat}.\frac{1}{S_t^2}.\frac{1}{S_c} \qquad (5)$$

donde b es el ancho del mástil, K_w es el factor de longitud efectiva de correlación de una ménsula, con una forma modal de flexión de forma parabólica y pequeños desplazamientos en cabeza; K es el factor de forma modal; c_{lat} es el coeficiente de fuerza de excitación aerodinámica, S_t es el número de Strouhal y S_c es el número de Scrouton. La máxima amplitud obtenida es de 3 cm y se ha comprobado la resistencia con las fuerzas inerciales inducidas.

La fatiga en los mástiles puede estar originada tanto por el viento como por las operaciones de la tubería. El intervalo tensional originado por la acción del viento está dentro de los límites admitidos con los detalles de la obra; en cuanto a las operaciones de la tubería, está previsto un régimen estándar de funcionamiento no superior a las dos paradas al día, por lo que no son esperables problemas por este aspecto.

- Barras

Considerando tanto la fuerza axial como el incremento tensional derivado de la flexión de la barra, la tensión máxima de la barra en servicio es del 50 % la tensión de rotura garantizada por el fabricante; se acota así el problema de la fatiga por la operación de la tubería y se asegura la ausencia de deformaciones plásticas diferidas.

Para evaluar la fatiga por viento se han seguido las recomendaciones del Manual de Tirantes [6], evaluando el incremento tensional con la Ecuación 6:

$$\Delta\sigma_{rafaga} = \left[1{,}08 + 0{,}00756.(\log N)^2 - 0{,}188.(\log N)\right].\Delta\sigma_{T=100} \qquad (6)$$

donde $\Delta\sigma_{T=100}$ es el incremento tensional por el viento de período de retorno de 100 años y N se toma igual a 10.

2.3. Construcción

La parte más interesante del suministro de los materiales y preparación de la obra fue el curvado de los tubos que forman los mástiles. Se obtuvieron a partir de tubo de acero fabricado según API 5L X65 que fue suministrado a la fábrica encargada de esta operación en piezas de 12 metros de longitud máxima. Por las dimensiones y espesores de las piezas, el curvado hubo de realizarse por inducción en Génova. El procedimiento de curvado por inducción se basa en la aplicación de calor local empleando energía eléctrica de alta frecuencia: se utiliza una bobina de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 6. Montaje de los mástiles

inducción colocada alrededor de la tubería a curvar; la bobina calienta una pequeña sección circunferencial de la tubería hasta alcanzar una temperatura comprendida entre los 850 y los 1.100 grados centígrados; conforme se consigue la temperatura correcta de curvado el tubo se desplaza lentamente a través de la bobina, mientras se aplica la fuerza de curvatura mediante un brazo de radio fijo; cuando se produce la curvatura del tubo el área adyacente por delante de la banda que se está calentando es enfriado mediante aire o agua para mantener las propiedades del material. El inconveniente de este procedimiento es que se desaprovecha la parte inicial y final del tubo, que es donde se posiciona la mordaza.

La tubería se lanzó en dos tramos apeándola provisionalmente en el cauce. En cambio, los distintos tramos de los mástiles se llevaron a la obra y se acopiaron en el terreno. Para el ensamblaje de los mástiles se prepararon cuatro plataformas niveladas de hormigón y nichos en los puntos donde se unían los tramos para permitir la soldadura circunferencial del mástil (Figura 6). Una vez soldado cada uno de los mástiles se replantearon topográficamente y se abrieron los huecos para posteriormente montar y soldar las chapas de las orejetas. Esta fase en tierra finalizó con el control de calidad de las soldaduras realizadas mediante líquidos, partículas magnéticas, ultrasonidos o rayos x, según el tipo de soldadura, y con una primera imprimación de protección anti-corrosión.

Los mástiles se izaron y colocaron como elementos independientes con grúas de alta capacidad: fueron necesarias dos para conseguir suficiente estabilidad y precisión. Se soldaron a la pieza de arranque: esta soldadura es crítica para la seguridad, lo que incidió en su control de calidad. Esta fase de colocación de mástiles terminó con la corrección de la deformación del proceso. La deformación en los mástiles se corrigió utilizando un tráctel entre ellos, de esta forma se consiguió que los mástiles tuvieran la posición teórica original correspondiente a la fase de los mástiles colocados con las barras intermedias (fase contemplada en el cálculo); como la geometría es asimétrica, la posición global está ligeramente cabeceada hacia el barranco en ambos estribos. En los mástiles más cortos esta deformación fue imperceptible; en los mástiles más largos se corrigió el cabeceo con otro tráctel entre los mástiles y la retenida para facilitar las siguientes fases constructivas.

En esta fase se replantearon topográficamente las orejetas en su posición y se realizó el primer montaje en taller de las barras roscadas. Las barras son macizas, de métrica 76 mm, y acaban en extremos mecanizados y roscados, preparados para recibir las horquillas de enganche a la estructura y los manguitos tensores de acople que sirven tanto para conectar las distintas partes de la barra como para introducir tensión en las mismas por acortamiento relativo entre las dos partes que unen. Con la longitud definitiva se llevaron a la obra y se colocaron en la estructura (Figura 7).

La tensión que se puede introducir a la estructura con las barras roscadas es limitada, una tensión máxima de 120 kN, mediante el roscado de los acopladores con llave dinamométrica que proporciona un par máximo de 700 – 1500 N.m. El izado de

Figura 7. Colocación barras

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 8. Gatos hidráulicos para izado de la estructura

Figura 9. Perfil de la estructura terminada

Figura 10. Roscado de las barras

Figura 11. Vista aérea de la estructura terminada

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

la tubería del apeo y la puesta en carga de la estructura se realizó dando una predeformada controlada de 35 mm a la tubería con medios hidráulicos (Figura 8), seguido de un tensado máximo de las barras (Figura 9) y finalizando con un desapeo controlado de la tubería.

La construcción terminó con la aplicación de las últimas capas de pintura anti-corrosión y con el pintado decorativo, además de los últimos movimientos de tierras y vallas de protección anti-vandálicas. Se realizó una prueba de carga de la estructura coincidiendo con la primera puesta en marcha de las bombas de la estación de Llanera, situada inmediatamente aguas abajo: los resultados de las lecturas de las deformaciones fueron satisfactorios.

REFERENCIAS

[1] AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA). *Steel Water Pipe: a Guide for Design and Installation (M11)*. 4ª ed. Denver, CO: AWWA, 2004. 241 p. ISBN: 1-58321-274-4

[2] SPENA F.R., SPARACIO R. "Ponti tubo ad Amaca per l´attraversamento del Sele". *Costruzioni metalliche*. 1980, nº 6, p. 293-299.

[3] MESEGUER J., SANZ A., PERALES J.M., y PINDADO S. *Aerodinámica civil. Cargas de viento en las edificaciones.* 1ª ed. Madrid: McGraw-Hill, 2001. 270 p.

[4] UNE-ENV 1991-2-4:1998. *Eurocódigo 1 - Bases de proyecto y acciones en estructuras – Parte 2 – 4: Acciones en estructuras. Acciones del viento.* Madrid: AENOR, 1998. 134 p.

[5] CEDEX. *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*. 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2003. 438 p.

[6] ACHE. *Manual de Tirantes*. 1ª ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007. 219 p.

[7] UNE-ENV 1993-1-1:2008. *Eurocódigo 3 – Proyecto de estructuras de acero – Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificios.* Madrid: AENOR, 2008.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

- **Nombre de la obra:**

  Nueva conducción Júcar – Vinalopó. Tramo E de la conexión del curso bajo del río Júcar con el tramo V.

- **Nombre de la estructura:**

  Acueducto del Barranco Roig.

- **Propiedad y Dirección de obra:**

  AcuaJúcar, S.A.

- **Consultora encargada del proyecto de la estructura:**

  TYPSA

- **Empresa constructora:**

  UTE Acciona Infraestructuras, S.A. – Construcciones Luján S.A.

- **Asistencia Técnica a la Dirección de obra:**

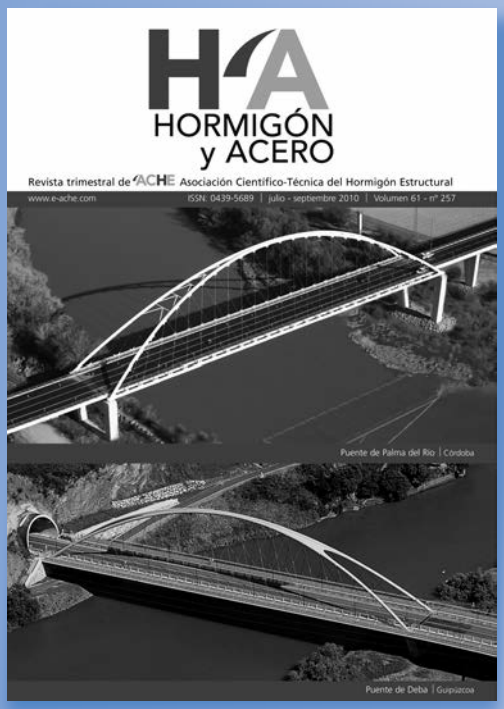
  Socoin S.L., CPS Ingenieros, Iturribizia S.L. (parte estructural).

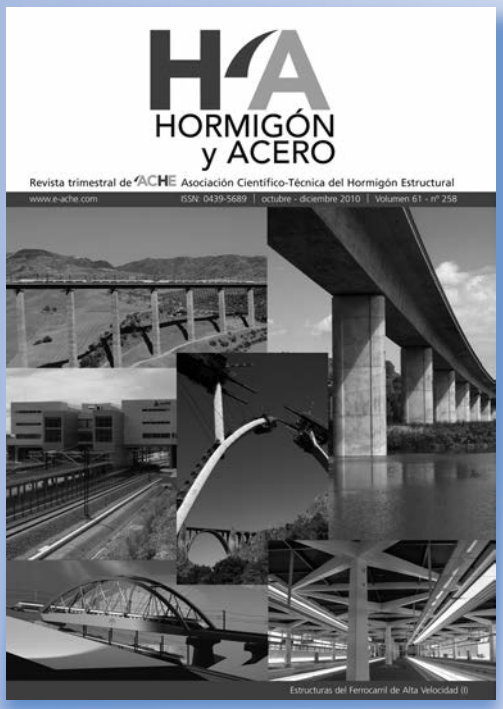
- **Fabricación de Estructura Metálica:**

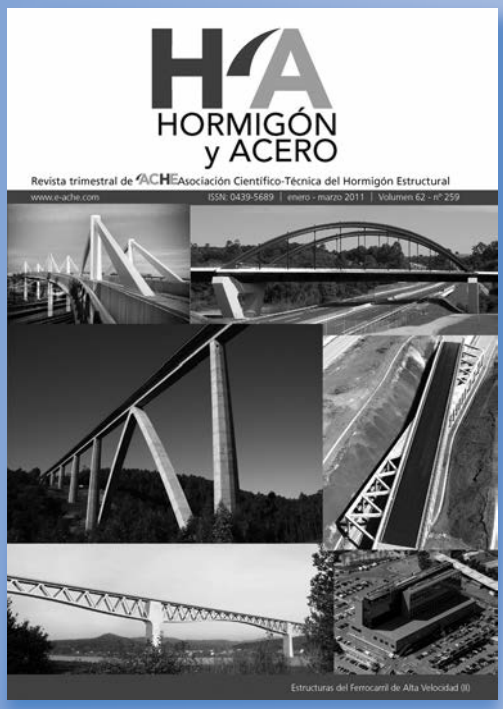
  Obras Metálicas Noroeste S.L., OMP MONGIARDINO SPA (curvado de los tubos).

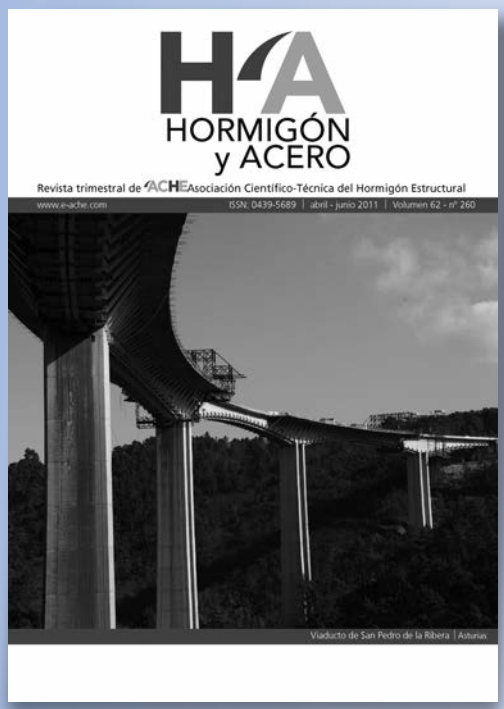
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

últimos números publicados









ACHE

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Puente de la línea de alta velocidad Barcelona - frontera francesa sobre la AP-7 en Riudellots de la Selva

Barcelona – French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva

José Romo Martín[(1)]

Recibido | *Received:* 14-07-2010
Aceptado | *Accepted:* 24-11-2010

Resumen

La línea de alta velocidad entre Barcelona y la frontera francesa cruza la AP-7 en Riudellots de la Selva (Girona). El paso se realiza con una estructura de dos vanos de 53,00 m de luz y un fuerte esviaje (34º). La fuerte visibilidad de la estructura desde la Autopista, la importancia de la luz a salvar y los condicionantes deformacionales impuestos por el ferrocarril, han conducido a una solución en celosía de canto variable. Este tipo estructural concilia las condiciones de rigidez con una sensación de ligereza, conseguida mediante el empleo de dos vigas longitudinales laterales en celosía, de canto parabólico.

En el punto de apoyo central las celosías se convierten en un elemento ciego capaz de dar la continuidad necesaria frente a la flexión y realizar la transmisión del cortante hacia el apoyo en mediana. El tablero se completa con un sistema de vigas transversales, sin ninguna viga transversal entre pilas, lo que contribuye a la nitidez de la vista inferior del tablero. Sobre este sistema de vigas se hormigona una losa que recibe directamente las cargas del ferrocarril y proporciona rigidez transversal al conjunto. Se trata de un diseño que pretende conciliar la necesaria robustez de un puente de ferrocarril, con unas características formales acordes con la trascendencia del cruce sobre una autopista por la que circulan diariamente miles de personas.

Palabras clave: celosía, esviaje, alta velocidad, sismo, amortiguador.

*Abstract**

High speed railway line between Barcelona and the French border crosses AP-7 highway in Riudellots de la Selva (Girona). The structure has two spans of 53.00 m and a big skew (34º).

A truss structure with variable depth has been used due to a wide range of facts such as, high visibility from highway, strong stiffness requirements and span length. This structural type combines stiffness and lightness.

The structure has two lateral beam trusses with parabolic shape. Beams are entirely closed in central area to have enough bending resistance and to transmit the shear forces through the central support.

The deck has transversal beams connecting the trusses without any diaphragms between piers. This creates a clean bottom view from the highway. A concrete slab was constructed over transversal beams. This slab directly resists railways loads and gives transversal stiffness to the structure.

The bridge will be seen by thousand people daily, the design aim is the combination of robustness and aesthetic appearance.

Keywords: *truss, skew, high speed, seismic, damper.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 103 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores SA (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jrm@fhecor.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 1. Vista del paso

1. SITUACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PASO

La línea de alta velocidad entre Barcelona y la frontera francesa circula por el mismo corredor que la autopista del Mediterráneo AP-7. Este hecho ha llevado a la construcción de varias estructuras con una luz importante a causa del esviaje con el que se producen los cruces entre ambas vías de comunicación. Una de estas obras es el paso de Riudellots de la Selva, situado en las inmediaciones del aeropuerto de Girona (figura 1).

El cruce se produce con un esviaje próximo a los 34º, siendo la longitud total a salvar de 106 m. La autopista tiene en la zona del cruce una mediana ancha que ha permitido disponer un apoyo intermedio, resultando así una estructura de dos vanos de 53 m de luz (figura 2).

2. LA ELECCIÓN DEL TIPO ESTRUCTURAL: GÉNESIS DEL DISEÑO

La gran visibilidad de la obra, la longitud de los vanos a salvar y las fuertes limitaciones deformacionales impuestas por el ferrocarril de alta velocidad, han llevado a plantear una solución tipo celosía de canto variable, que intenta conciliar la rigidez requerida para garantizar la seguridad y confort del tráfico ferroviario, con un pretendido aligeramiento de la masa visual de la estructura.

Las celosías metálicas están íntimamente vinculadas al ferrocarril. Este tipo estructural ha sido empleado en los puentes ferroviarios desde el siglo XIX por su eficacia estructural [1], [2]. En la actualidad las celosías siguen siendo una solución económica para resolver estructuras ferroviarias de luces medias y altas. Los modernos procesos de corte y soldeo de estructuras metálicas permiten abordar el diseño de los distintos elementos estructurales y su ensamblaje con una gran libertad de expresión formal, al liberarse el proyectista de las restricciones propias de los sistemas formados con perfiles laminados convencionales (figura 3).

El paso de Riudellots es un ejemplo de aplicación no canónica de la celosía tipo Warren. En esta obra no se ha empleado una distribución tradicional de cantos: ley de canto constante o ley de cantos variables con máximo en el apoyo central. El trazado elegido para las celosías presenta una distribución de cantos de tipo parabólico con valor máximo en las secciones de centros de vano y mínimo en la sección de apoyo

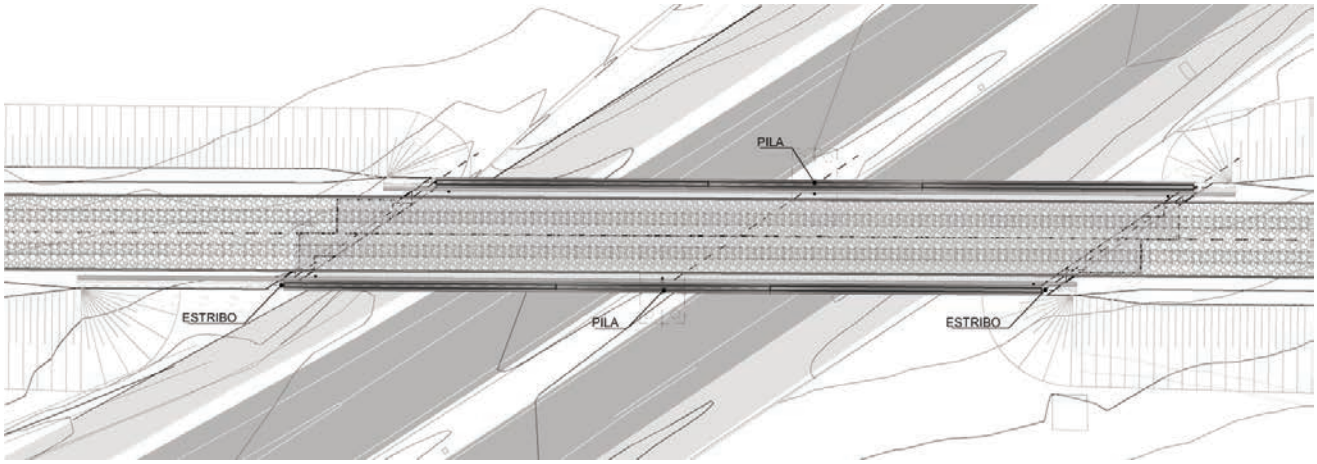


Figura 2. Planta del paso

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 3. Vistas del puente

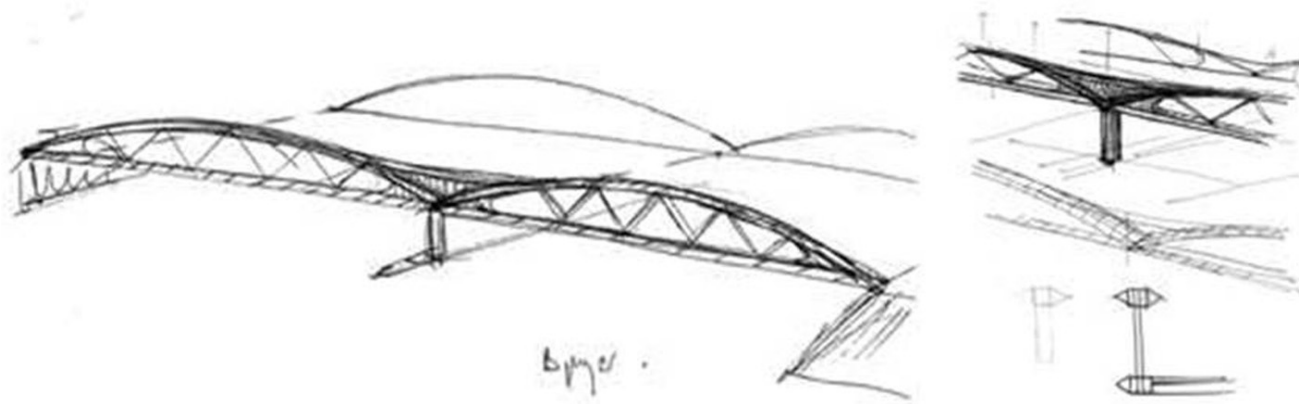


Figura 4. Esquemas iniciales

intermedio dando lugar a un alzado que se consideró más atractivo (figura 4) [3].

3. ESQUEMA ESTÁTICO

3.1. Comportamiento frente a cargas verticales

Las celosías presentan por tanto dos vanos de 53,00 m de luz, con un cordón superior de directriz parabólica, con una flecha máxima de 7,60 m en el centro de vano, lo que supone una relación canto/luz = 1/7,00, y una flecha mínima en la sección de apoyo intermedio de valor 4,30 m, siendo por tanto la relación canto/luz en apoyos de 1/12,30. Las celosías se completan con un sistema de diagonales metálicas de sección rectangular (figura 5).

Con el fin de mantener una relación no excesivamente desproporcionada entre el momento solicitante en las secciones de centro de vano y en la sección de apoyo intermedio, el sistema de diagonales típico del sistema Warren se maciza en esta última zona. Se crea así una sección de alma llena de inercia importante, que permite compensar la pérdida de rigidez que se produce como consecuencia del menor canto de la celosía en este punto. Además, en esta zona de apoyo, los cordones superiores se bifurcan en dos elementos; uno de ellos constituye el cordón superior traccionado de la celosía, que en esta zona presenta una curvatura inversa a la existente en la zona de centro de vano, mientras que el segundo elemento presenta un trazado descendente. Este elemento conecta el cordón superior con el punto de intersección entre el cordón inferior y el eje de apoyo en la pila intermedia, contribuyendo a la inyección directa de las compresiones hacia el apoyo central.

A pesar del macizado de las celosías en la zona de apoyo central, el momento equivalente es esa zona es sólo el 30% del correspondiente a un puente continuo de inercia constante.

Entre las dos celosías, situadas en los extremos laterales de la sección del paso, se sitúa la plataforma ferroviaria. El sistema resistente transversal que transmite las cargas a las dos celosías laterales está formado por un sistema de vigas metálicas HEB-600

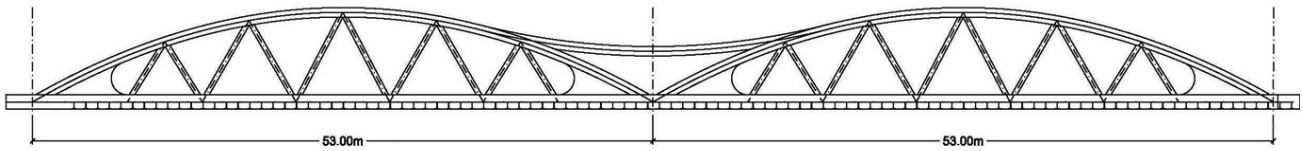


Figura 5. Alzado de las celosías

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

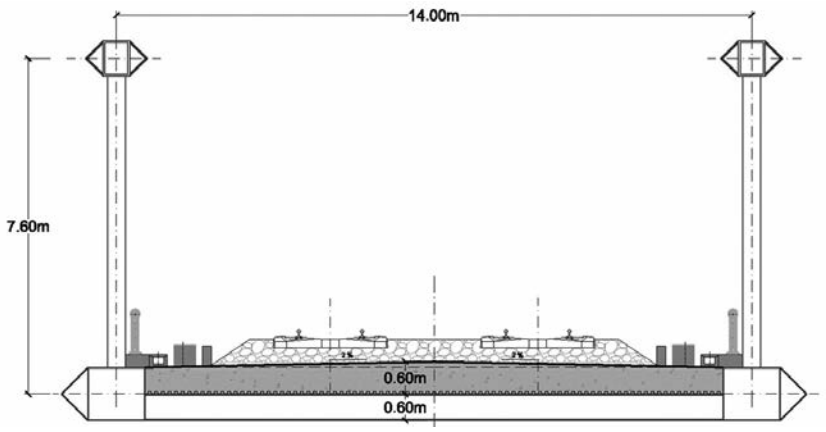


Figura 6. Sección transversal del paso

separadas 1,00 m entre sí y una losa de 0,60 m de espesor situada sobre ellas (figura 6).

Las vigas metálicas se han trazado perpendiculares a los planos de las celosías, formando un sistema continuo de estribo a estribo, que proporciona una vista inferior muy limpia (figura 7), y que es similar al empleado en el puente atirantado sobre el By-pass de Valencia [4].

3.2. Comportamiento dinámico vertical

Uno de los puntos críticos en el diseño de un puente para una línea de ferrocarril de alta velocidad es el comportamiento dinámico al paso de las sobrecargas. En general es bien conocida la respuesta de los tableros con una configuración longitudinal unidimensional dinámica, como pueden ser las secciones tipo cajón o losa. Sin embargo, resulta mucho más compleja la respuesta dinámica de estructuras en las que existe una combinación de elementos resistentes longitudinales y transversales. En estos casos, puede ocurrir que la flexibilidad transversal sea más limitativa que la longitudinal desde el punto de vista dinámico [5].

En el presente caso, este efecto se ve además modificado por el esviaje existente que supone un cierto desfase entre la respuesta de las dos celosías longitudinales y la existencia del apoyo en las vigas transversales de estribos que alteran el comportamiento de la estructura.

Para estudiar este problema se ha empleado un modelo de elementos finitos tridimensional para representar la estructura en el que se han introducido las cargas ferroviarias de acuerdo con la IAPF. Como resultado de los análisis realizados se decidió aumentar el canto de la losa entre vigas transversales hasta 0,60 m de espesor, para aumentar la masa y la rigidez transversal de la estructura evitando así el fenómeno de resonancia o un aumento de la amplificación dinámica como consecuencia del acoplamiento entre la acción repetida de las cargas y la frecuencia de vibración transversal de la estructura.

En la figura 8 se muestran las formas modales asociadas a los modos principales de vibración de la estructura.

3.3. La plataforma ferroviaria en el paso

El diseño del puente ha buscado atenuar el efecto del esviaje del tablero sobre el tráfico ferroviario. Para

Figura 7. Vista inferior del paso

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

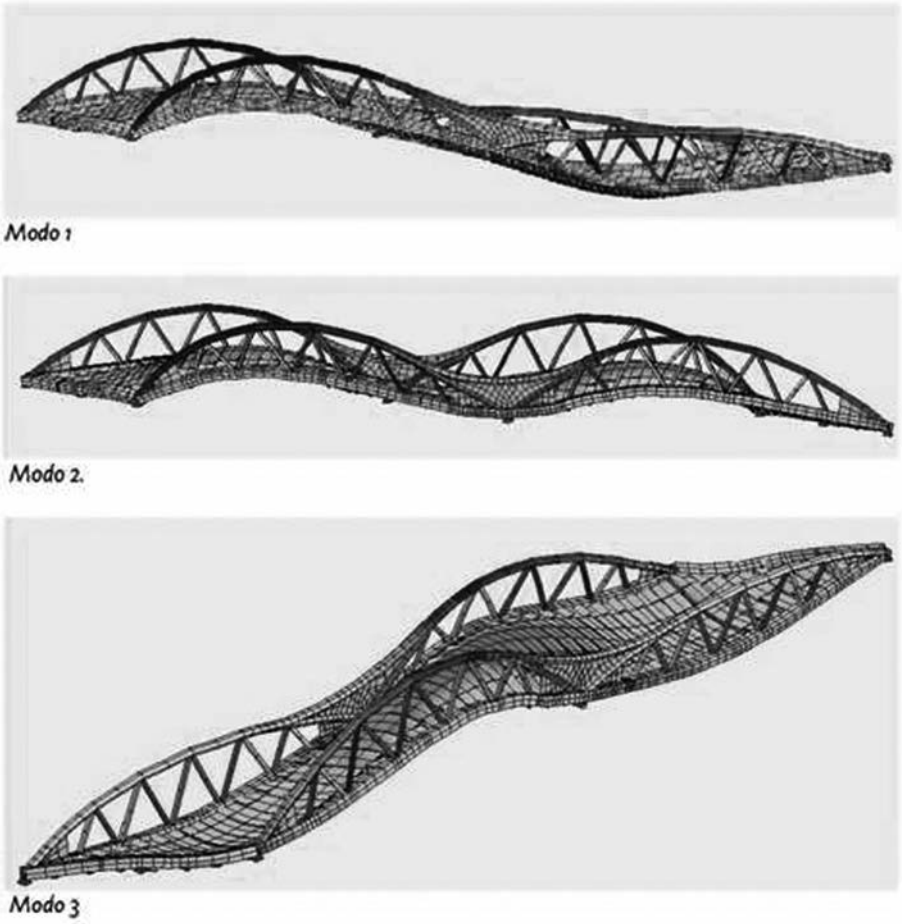


Figura 8. Modos principales de vibración de la estructura

ello, se han dispuesto unos vanos cortos, en prolongación de los trazados de las vías, de forma que el encuentro del final del tablero con el murete del estribo se realiza de forma recta, es decir, perpendicular al eje de la vía. De esta forma el paso a efectos del tráfico ferroviario es recto.

La configuración geométrica de estos vanos de aproximación es la indicada en las figuras 9 y 18. Los tableros en esta zona están formados por vigas HEB-600 de acero, con una secuencia de disposición semejante a la del vano principal. Cada uno de estos vanos se apoya en la gran viga transversal de remate del vano principal y en una serie de apoyos de neopreno dispuestos en los puntos finales de los largueros.

Por ser una estructura relativamente corta, no ha sido necesario disponer aparato de dilatación de vía en la estructura.

3.4. Comportamiento frente a acciones horizontales

Otro de los aspectos especiales propios de un puente en una línea de alta velocidad ferroviaria es la importancia de las fuerzas horizontales que ha de resistir la infraestructura. En el presente caso, además de las acciones de frenado, la estructura se ha calculado frente a la acción sísmica al encontrarse en una zona con sismicidad moderada. La aceleración de cálculo correspondiente es de 0,104g, con un valor máximo de aceleración en la meseta del espectro de respuesta de 0,285g.

El sistema antisísmico previsto incluye el empleo de tres amortiguadores por estribo, dos de ellos actuando según la dirección longitudinal del tablero y un tercero en la dirección transversal (figura 10).

Las celosías se apoyan tanto en pilas como en estribos mediante aparatos de neopreno teflón, que además

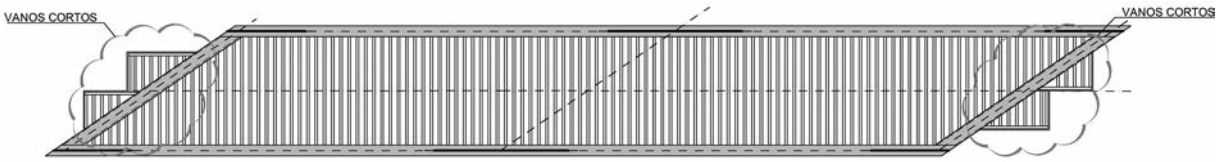


Figura 9. Planta del tablero con vanos cortos ortogonales al trazado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

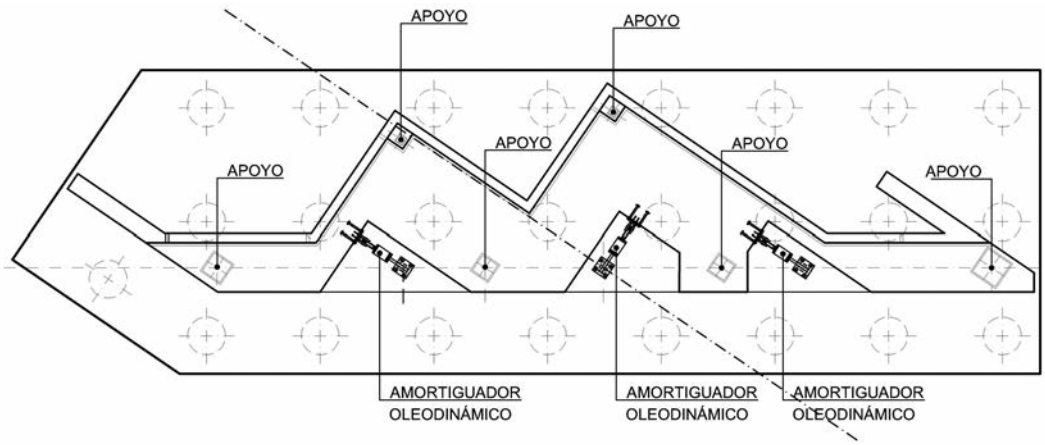


Figura 10. Planta de uno de los estribos

de transmitir las cargas verticales correspondientes, sirven como elemento con un comportamiento elástico que permite el necesario auto-recentrado del puente en la situación post-sísmica.

Los amortiguadores longitudinales se han diseñado para una carga horizontal superior en al menos un 20% a la carga de frenado. En el presente caso la fuerza total de frenado y arranque es de 3.760 kN y el sistema de amortiguadores longitudinales está formado por cuatro aparatos de 1.250 kN, es decir con una capacidad total de 5.000 kN aproximadamente. De esta forma el punto fijo para la situación de servicio sin frenado está en la pilas, ya que para cargas lentas los amortiguadores no coaccionan el movimiento. Durante la acción del frenado, los amortiguadores se bloquean impidiendo el movimiento longitudinal del tablero, transmitiéndose la fuerza a los estribos. Este es el criterio habitualmente empleado en el diseño del sistema de amortiguación de puentes de ferrocarril situados en zona sísmica [6].

El bloqueo producido por los amortiguadores no es total, debido a la existencia de una rigidez muy alta pero no infinita antes de que los amortiguadores alcancen un comportamiento pseudo-plástico. En el presente caso, la rigidez inicial del conjunto de los cuatro amortiguadores es de 830 MN/m, lo que supone un movimiento máximo de 4,5 mm, compatible con los requisitos ferroviarios.

Durante la acción del sismo último, los amortiguadores entran en régimen histerético disipando una gran parte de la energía sísmica.

En esta situación, el conjunto de los amortiguadores longitudinales transmite una carga máxima nominal de 4 x 1.250 = 5.000 kN, lo que supone el 9,7% de la masa del tablero (5.260 t). Es decir, se consigue una reducción de la fuerza sísmica al 65% del valor máximo asociado al valor de aceleración de la meseta del espectro.

En la dirección transversal se ha dispuesto un amortiguador por estribo de 1.250 kN que bloquea el tablero transversalmente para la situación de servicio, entrando sólo en un ciclo histerético bajo la acción del sismo último.

Cada pareja de amortiguadores longitudinales, junto con el amortiguador transversal de cada estribo, contribuye al control del giro de eje vertical que se produce en los puentes esviados durante la acción del sismo.

El sistema de amortiguadores longitudinales y transversales permite la disipación de energía suficiente para el sismo de servicio, con un nivel de movimientos mínimos que garantiza la integridad del conjunto infraestructura-vía.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Los estribos

Los estribos son cerrados de hormigón armado, cimentados mediante pilotes de 1,25 m de diámetro y 12,00 m de longitud típica. Los estribos presentan un importante ancho en cabeza, con el fin de alojar tanto al sistema de amortiguadores como a los vanos cortos que hacen que la transición entre los accesos y la estructura se realice de forma recta, es decir, sin esviaje (figura 10).

Los estribos presentan en alzado una serie de cajeados para permitir la colocación y en su caso posible sustitución de los apoyos y los amortiguadores antisísmicos (figura 11).

4.2. Las pilas

La estructura tiene un apoyo intermedio en el eje de la mediana de la autopista, que se materializa mediante dos fustes de hormigón de sección octogonal (figura 12). Las pilas se cimentan mediante 6 pilotes de 1,50 m de diámetro y 30,00 m de profundidad.

Los pilotes y el encepado correspondientes a cada fuste se han construido según la dirección de la auto-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 11. Vista del alzado de un estribo

Figura 12. Vista de una de las pilas

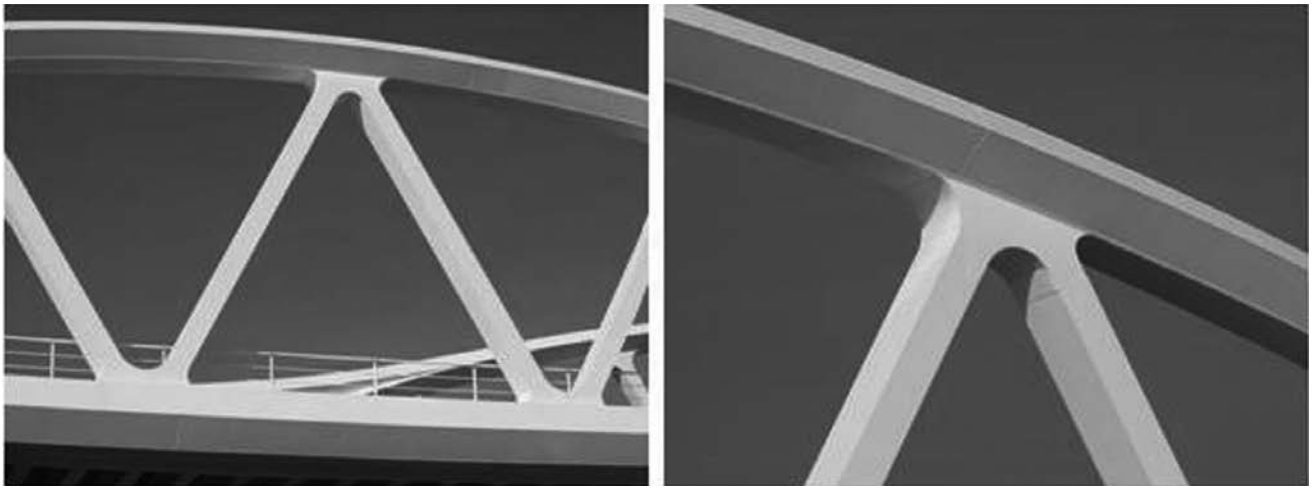


Figura 13. Vista de una de las celosías longitudinales

pista, con el fin de minimizar la interferencia con la misma.

4.3. Las celosías longitudinales

Como se ha indicado anteriormente, el tablero está constituido por un sistema de dos celosías laterales (figura 13), que configuran el sistema estructural longitudinal, y un sistema de vigas transversales y una losa construida sobre ellas que proporciona la necesaria rigidez transversal a la estructura.

El cordón inferior de la celosía está sometido a un esfuerzo axil debido al trabajo longitudinal y a los esfuerzos locales de flexión introducidos por las vigas transversales que recogen directamente la carga de la plataforma ferroviaria, ya que éstas no apoyan directamente en los nudos de las celosías.

Como se ha indicado anteriormente, con el fin de reducir la "masa visual" del cordón inferior, que es por otra parte el elemento más visible desde la autopista, se ha empleado una especie de "carenado" lateral que divide en dos el cordón. Este carenado ha servido además para el guiado longitudinal del puente durante las fases de empuje. El cordón inferior tiene unos espesores típicos de 30 a 40 mm en las alas superior e inferior, y de 30 a 35 mm en las almas verticales. El cordón inferior tiene un canto de 1.200 mm, lo que supone una relación 1/44 respecto a la luz del vano (figura 14).

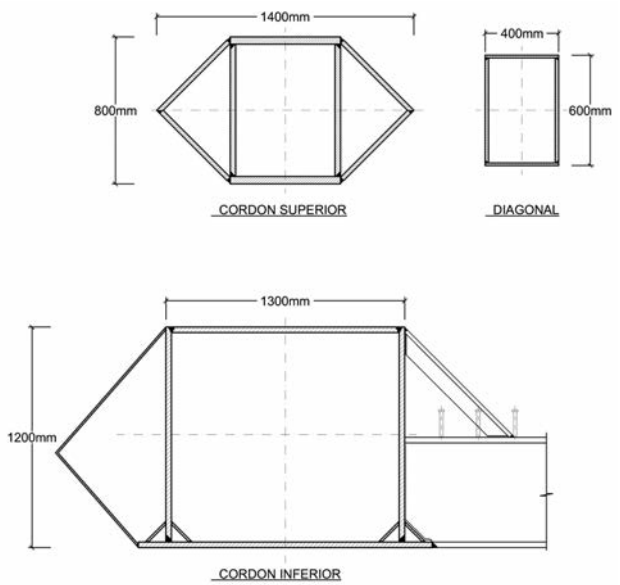


Figura 14. Sección tipo del cordón inferior, superior y diagonales

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El cordón superior tiene forma rectangular a la que se añaden también dos elementos triangulares laterales que contribuyen a dividir visualmente el canto aparente de estos elementos. Además de este efecto puramente formal, los dos carenados laterales del cordón superior aumentan la inercia transversal proporcionando una mayor estabilidad a la celosía frente al pandeo lateral (figura 14). El cordón superior tiene un canto de 800 mm, lo que supone una relación 1/67,5 respecto a la luz del vano, está formado por chapas de 40 mm de espesor típico en las alas superior e inferior y de 30 y 40 mm en las almas verticales. Los carenados laterales del cordón superior están constituidos por chapas de 25 mm de espesor (figura 14).

Las diagonales son elementos también metálicos de sección rectangular, de 400 mm de ancho y 600 mm de canto (figura 14). Las chapas que forman las diagonales penetran hasta el interior de la sección de los cordones, materializándose de esta forma el empotramiento de las diagonales en los cordones superior e inferior.

Las caras de las celosías paralelas con las almas verticales de los cordones se han redondeado para permitir un flujo suave de esfuerzos (figura 15).

Uno de los puntos más importantes, tanto desde el punto de vista formal como del resistente y del constructivo, es la zona de apoyos en las pilas intermedias.

En esta zona, se reduce el canto y al mismo tiempo se maciza la celosía, sustituyéndose las diagonales correspondientes por una chapa ciega. El cordón superior de la celosía se aproxima con suavidad al cordón inferior, presentando una bifurcación que marca en cierta forma el desacoplamiento entre la flexión, que es resistida por los cordones superiores e inferiores, y el cortante, que es transmitido como compresión a través de los elementos oblicuos que se han bifurcado del cordón superior (figura 16).

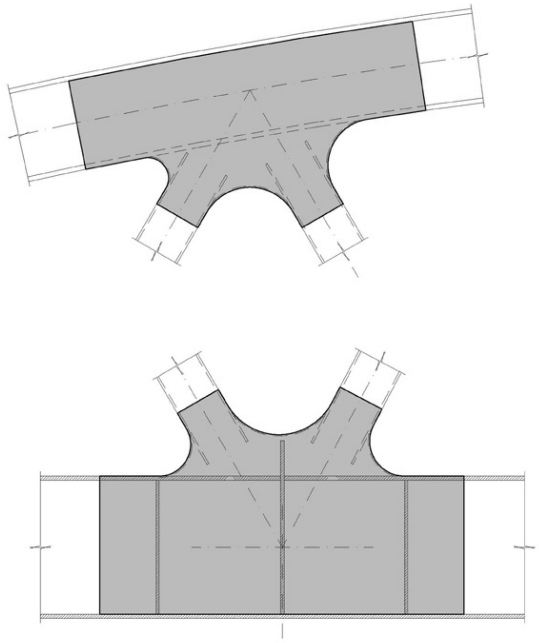


Figura 15. Detalle de nudos

Las zonas de bifurcación entre los cordones longitudinales superiores y las "bielas" hacia el apoyo, son puntos críticos que se han materializado con la ayuda de cilindros intermedios macizos de chapa que han permitido la realización de las soldaduras correspondientes.

Figura 16. Zona de apoyo en pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.4. El sistema transversal del tablero

Como se ha indicado anteriormente, el tablero está constituido por un sistema de vigas transversales HEB-600 separadas 1,00 m entre sí. Entre estas vigas se ha colocado una chapa grecada que sirve de encofrado a una losa de hormigón armado de 0,60 m de espesor.

Las vigas transversales se empotran parcialmente en los cordones inferiores de las celosías, con el fin de garantizar el efecto marco-transversal necesario para evitar el pandeo lateral de la celosía (figura 17).

Las vigas transversales son perpendiculares a los planos de las celosías, para reducir la luz transversal y al mismo tiempo para simplificar las vistas inferiores del puente. De esta forma, no hay una riostra o viga transversal que conecte directamente los cordones inferiores en las secciones correspondientes a las pilas intermedias.

En los estribos se ha planteado una viga de cierre paralela a la autopista. Esta viga tiene una dimensión considerable (25,55 m) y una carga muy importante. Para poder mantener el canto del tablero en esta zona, se han dispuesto dos apoyos intermedios, de forma que la viga tiene tres vanos de 8,87 m, 7,80 m y 8,87 m de luz.

Esta viga ha necesitado un canto metálico de 0,90 m. Sobre ella, se ha dado continuidad parcial a la losa superior de hormigón, que en esta zona se rebaja a 0,30 m de espesor para mantener el canto total del tablero.

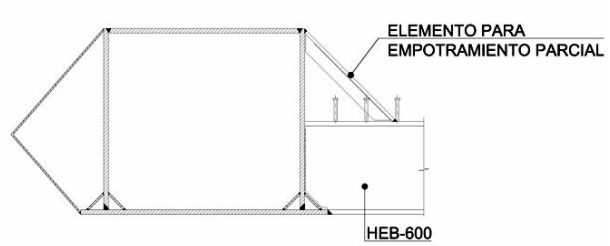


Figura 17. Detalle del empotramiento parcial de las vigas transversales en la viga longitudinal

En prolongación del vano principal del tablero se ha colocado un vano de aproximación en cada estribo, que permite la materialización recta de la junta entre tablero e infraestructura. Estos vanos están constituidos por perfiles laminados HEB-600 sobre los que se hormigona la losa de hormigón armado de 0,60 m de espesor.

Esta zona presenta sus propios apoyos de neopreno con la disposición indicada en la figura 18.

5. CONSTRUCCIÓN

El paso ha sido construido por Acciona Infraestructuras. La estructura metálica se ha fabricado en los Talleres Torrejón.

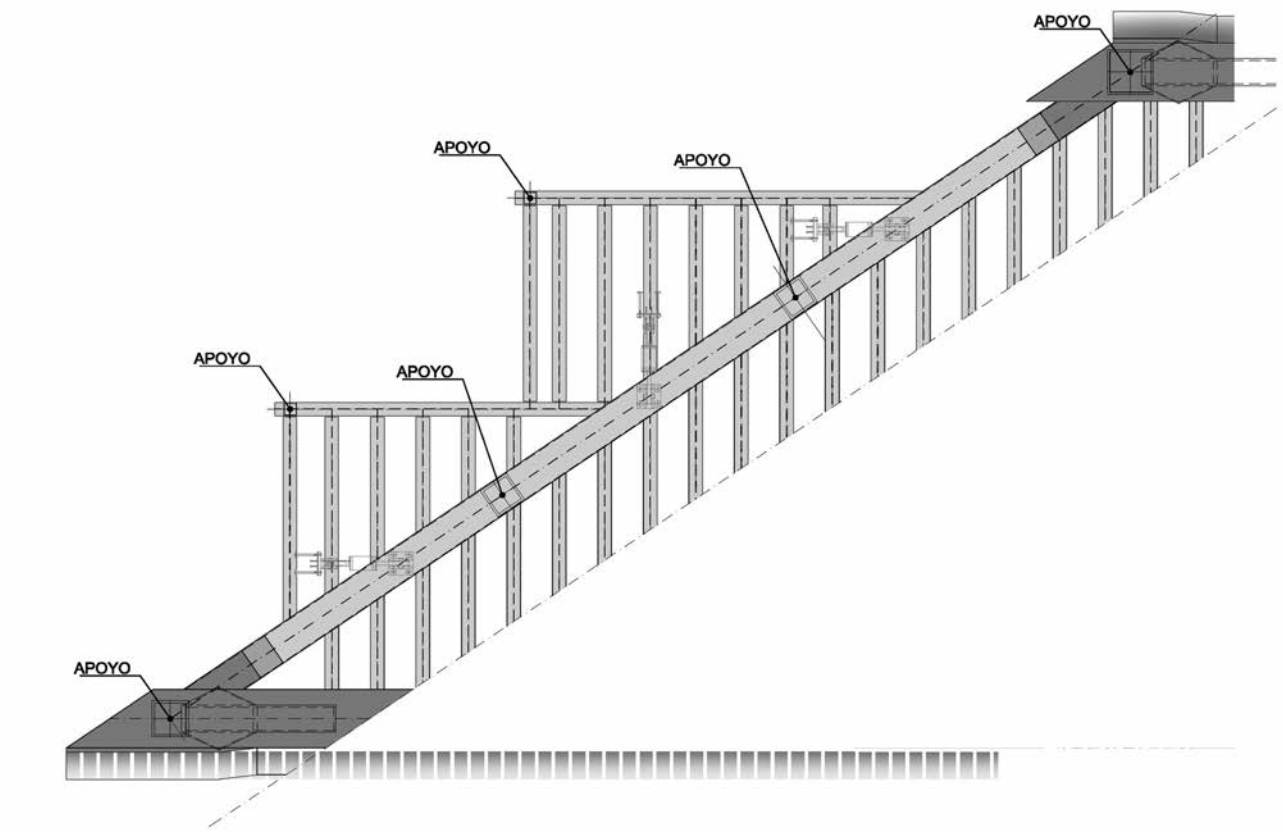


Figura 18. Configuración de los vanos de aproximación

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 19. Ensamblaje de las celosías en obra

El tablero se ha colocado en su posición definitiva mediante la técnica de empuje, partiendo desde una de las márgenes de la autopista. Todos los elementos auxiliares necesarios para el empuje han sido diseñados por Acciona.

El proceso constructivo comenzó por la ejecución de las cimentaciones de pilas y estribos, y la construcción de los alzados de estos elementos.

Paralelamente comenzó la fabricación del tablero en taller, habiéndose dividido los cordones superiores de las celosías en 7 tramos, y el cordón inferior en 5 piezas para facilitar su transporte e instalación en obra (figura 19).

El tablero metálico, de 106 m de longitud, se ensambló en el parque de empuje dispuesto tras el estribo 1, en una posición ligeramente retrasada respecto al eje de apoyos del mismo estribo, siendo 108,25 m el movimiento total del tablero (figura 20).

El proceso de empuje presentó las siguientes fases:

- Ensamblaje de la estructura metálica en el parque de empuje.
- Montaje de chapas grecadas entre vigas transversales y posterior ferrallado de la losa.
- Hormigonado de la parte trasera de la losa que sirve como contrapeso (150 m^2 aproximadamente).
- Avance del tablero en una longitud de 55,25 metros hasta llegar a la pila.
- Gateo para paso por pila.
- Avance del tablero en una longitud de 53,00 metros hasta llegar al estribo 2.
- Transferencia de carga de los apoyos provisionales a los definitivos.

El empuje se realizó partiendo de la estructura apoyada en 6 puntos en el parque de fabricación (ver figura 21).

Figura 20. Vista de la estructura preparada para el empuje

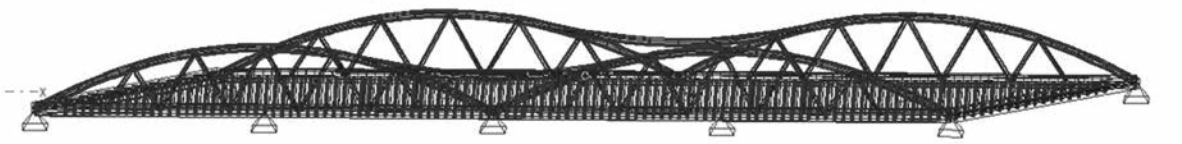


Figura 21. Puntos de apoyo de la estructura en la situación inicial del empuje

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 22. Disposición de las barras de tiro

El movimiento se conseguía mediante la tracción de una barra por celosía, que estaban conectadas en sus extremos a la parte trasera del tablero y por otra al gato de tiro que se anclaba al estribo más próximo al parque de empuje (figura 22).

El peso total a empujar fue de 1.400 t. Cada punto de apoyo provisional de la estructura se materializó mediante dos aparatos de apoyo, uno bajo cada una de las almas del cajón inferior de la celosía.

La carga máxima por pareja de apoyos durante las distintas fases del empuje fueron:

- Apoyos del parque de empuje 3.600 kN.
- Apoyos en estribo 1 y pila: 6.300 kN.
- Apoyos en estribo 2: 1.500 kN.

Para el deslizamiento sobre los apoyos provisionales se dispusieron almohadillas de teflón con una tensión de trabajo máxima de 12 MPa. Para el paso por la pila y la llegada al estribo opuesto se previó una pequeña nariz para elevar ligeramente el tablero (figura 23).

Para asegurar el guiado transversal del puente se dispusieron unos topes transversales en el estribo 1 y en los fustes de las pilas. Estos topes consistían en unos rodillos laterales anclados a una estructura metálica provisional (figura 24).

Figura 23. Nariz delantera

Figura 24. Detalles de apoyo en parque, guía lateral de estribos, y apoyo doble en fuste y guía lateral en pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

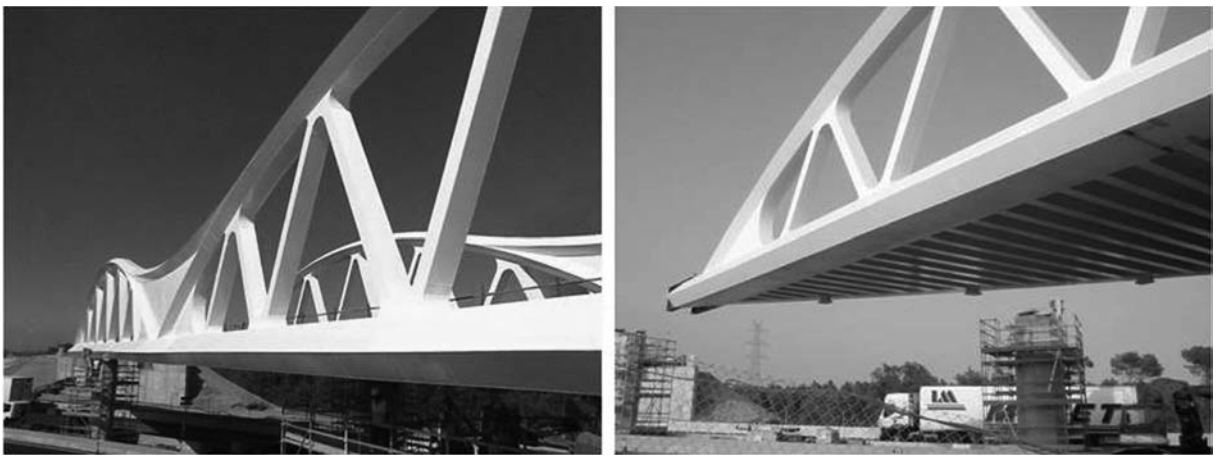


Figura 25. Vistas durante el empuje

El empuje se realizó sin cortar el tráfico de la autopista (figura 25). Una vez colocado el tablero en su posición en planta definitiva se procedió mediante gateo a la transferencia de la carga vertical desde los apoyos provisionales a los definitivos. Posteriormente se completaron los vanos de aproximación metálicos y por último se procedió a hormigonar el resto de la losa.

6. CONCLUSIONES

Los puentes para las líneas de alta velocidad presentan una gran cantidad de condicionantes de diseño, especialmente aquellos relacionados con la deformabilidad y la limitación de las aceleraciones verticales durante el paso del tren. La solución en celosía permite conjugar la necesaria rigidez con una cierta ligereza formal. El progreso en los procesos de corte y ensamblaje de las modernas estructuras metálicas, permiten un discurso formal cada vez más rico, incluso dentro de los parámetros de rigor presupuestario que deben caracterizar las actuaciones de la Administración Pública. El puente sobre la AP-7 en Riudellots de la Selva constituye un ejemplo de adaptación de la solución clásica de celosía tipo Warren a una problemática muy concreta. Se trata de una estructura que pretende responder al reto de construir una obra de gálibo estricto con una luz importante y con fuertes condicionantes de resistencia y rigidez, conjugando vectores aparentemente irreconciliables como la eficiencia, la economía de recursos y un cierto valor formal, que se juzga necesario en una obra bajo la que circulan diariamente miles de personas (figura 26).

Agradecimientos

El autor del artículo desea agradecer al equipo de FHECOR formado por Julio Sánchez, Javier Torrico, Juan José Jorquera y Javier Milián sus aportaciones al proyecto. Agradece también a Ricardo Llago, de

Figura 26. Vista del puente terminado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Acciona, sus indicaciones y contribución al desarrollo final de la estructura metálica, en especial en los aspectos relativos al diseño de nudos y a la definición del proceso de empuje. Agradece además a Gonzalo Rodríguez y a Santiago Izquierdo, de Talleres Torrejón, su ayuda en la definición de los procesos de fabricación de la estructura, y a Roberto Carballo su colaboración como responsable por Acciona de la obra.

BIBLIOGRAFÍA

[1] AGUILÓ M. *Forma y tipo en el arte de construir puentes*. Madrid: Abada Editores, 2008. 399 p.

[2] FERNÁNDEZ TROYANO L. *Tierra sobre el agua: Visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 1999. Tomo II, p. 47-69.

[3] ROMO MARTÍN J. "Los puentes: génesis y sentido del proyecto". *II Jornadas sobre la vida de los puentes*. San Sebastián. Madrid: Asociación Española de la Carretera, 2010.

[4] ROMO MARTÍN J., SÁNCHEZ DELGADO J., SANZ MANZANEDO C. "Viaducto atirantado sobre el By-Pass de Valencia". *Actas IV Congreso Internacional de Estructuras*, ACHE, Valencia. Madrid: ACHE, 2008, p. 477-478

[5] CARNERERO RUIZ, A. *Comportamiento dinámico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados con elementos transversales a la dirección de la vía*. Tesis Doctoral . Madrid: UPM, ETSICCP, 2007.

[6] ROMO MARTÍN J., SÁNCHEZ DELGADO J., CORRES PEIRETTI H. "Discusión sobre los criterios de diseño de la subestructura de viaductos de ferrocarril en zona sísmica". *Revista de Obras Públicas*. 2004, nº 3445, p. 81- 90.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad:	ADIF
Proyecto del tramo:	PROINTEC
Proyecto de la estructura	FHECOR Ingenieros Consultores
Asistencia Técnica	PROINTEC
Constructora	ACCIONA Infraestructuras
Servicios Técnicos ACCIONA	Ricardo Llago
Jefe de Obra	Roberto Carballo
Taller metálico	Talleres Torrejón
Empuje del tablero	ACCIONA

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Última monografía publicada

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 17

Recomendaciones relativas a Seguridad y Salud para la ejecución de Estructuras de Hormigón

Puentes y Estructuras de edificación convencionales

Grupo de trabajo 3/4
Seguridad y Salud

ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Vulnerabilidad sísmica en edificios metálicos

Seismic vulnerability in steel buildings

Rosangel Moreno González[1], **Jesús M. Bairán García**[2] **y Wendel A. Rodas Aldana**[3]

Recibido | *Received:* 31-05-2010
Aceptado | *Accepted:* 03-03-2011

Resumen

Este trabajo es una contribución al análisis del comportamiento sísmico de edificios metálicos considerando el análisis del riesgo sísmico de un área urbana situada en una zona de baja sismicidad y en otra de sismicidad moderada. La vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios metálicos se evalúa mediante un método basado en el espectro de capacidad. El modelo estructural utilizado en el análisis corresponde a un edificio metálico real de 8 plantas con forjado de hormigón. El objetivo principal es determinar, para este edificio, la curva de capacidad y las curvas de fragilidad. Se consideran dos escenarios sísmicos específicos, uno para la ciudad de Barcelona y otro para Almería. A partir de aquí, se obtienen las matrices de probabilidad de daño para el modelo y para cada escenario sísmico. Los resultados indican, para esta tipología, un comportamiento adecuado para la aceleración de Barcelona; en cambio, para un emplazamiento con una aceleración mayor, como Almería, se esperan daños moderados.

Palabras clave: vulnerabilidad, capacidad, fragilidad, daño sísmico, edificio metálico.

*Abstract**

This work is a contribution to the analysis of the seismic behaviour in steel buildings and considering the seismic risk analysis in an urban area situated in a low seismic hazard region and in a moderate seismic hazard region. The vulnerability and the seismic risk of a steel building are evaluated by means of capacity based spectrum method. The structural model used in the analysis corresponds to a real steel building of 8 storeys with concrete slab. The main objective is obtaining, for this building, the capacity and fragility curves. Two specific seismic scenarios, one for the city of Barcelona and another for Almeria, are considered. Taking into account all these results, the probability damage matrices are obtained. The results show, for this typology, a good behaviour for the acceleration of Barcelona, however, for a bigger acceleration, like Almeria, the damages expected are moderate.

Keywords: *vulnerability, capacity, fragility, seismic damage, steel building.*

* **An extensive English language summary of the present article is provided on page 104 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.**

(1) Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).
(2) Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. (Barcelona, España).
(3) M.Sc. Ingeniero Civil. Ingeniería y Proyectos, r.a. (Ciudad de Guatemala, Guatemala).

Persona de contacto / *Corresponding author:* mgrosangel@ciccp.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

Los estudios de riesgo sísmico se han convertido en una herramienta excelente para predecir y gestionar los efectos catastróficos de los terremotos en ambientes urbanos. Para esto es necesario realizar estudios de vulnerabilidad y fragilidad, los cuales son importantes para la predicción y localización del daño sísmico esperado [1].

Sin duda alguna, el siglo XX ha contemplado el crecimiento de la población mundial, las grandes aglomeraciones humanas y el estilo de vida moderno aumentan el riesgo de la humanidad. En el mundo, durante este siglo XX han ocurrido más de mil cien terremotos fuertes que han causado más de millón y medio de víctimas. Ejemplos de terremotos que produjeron grandes pérdidas, sólo en los últimos cuarenta años, son, entre otros, Perú (1970, 2007), China (1976, 2008), Rumanía (1977), Italia (1980, 2009), Chile (1985), México (1985), Ecuador (1987), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Japón (1995), Venezuela (1967, 1997), Colombia (1983, 1999), Turquía (1999), El Salvador (2001), India (2001), Irán (2003), el terremoto de Indonesia (2004) con más de 250.000 víctimas producidas por el tsunami generado debido a la magnitud del sismo y el reciente devastador terremoto en Haití (2010) y Chile (2010).

Los estudios de vulnerabilidad sísmica son importantes para la predicción del comportamiento sísmico de edificios existentes. El comportamiento sísmico se estima mediante procedimientos de análisis estático no lineal [2, 3, 4, 5, 6], los cuales pueden aplicarse en la forma del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman [7].

El objetivo principal de este estudio es evaluar la vulnerabilidad y fragilidad sísmica en edificios metálicos mediante una técnica de análisis basada en la capacidad por demanda, la cual permite determinar la curva de capacidad y las curvas de fragilidad de una estructura. En este trabajo se describe el procedimiento de construcción de dichas curvas aplicado al caso de estudio.

El modelo del edificio se ha definido a partir de planos estructurales reales y siguiendo las normativas vigentes. La estructura ha sido analizada mediante un modelo tridimensional con el programa de elementos finitos SAP2000NL [8]. Este edificio se encuentra en una región con una peligrosidad sísmica baja, como es la ciudad de Barcelona, aquí muchas estructuras no incluyen diseño antisísmico. También se ha querido evaluar el daño esperado para este tipo de edificio si se encontrara en una zona sísmica con mayor aceleración sísmica como, por ejemplo, la provincia de Almería en Andalucía. La acción sísmica se ha considerado mediante los espectros de respuesta definidos en la NCSE-02 [9], en la cual se define, para la ciudad de Barcelona, una aceleración sísmica básica de 0,04g y de 0,14g para la provincia de Almería.

En Barcelona, la tipología que representa un mayor número de edificios es la de obra de fábrica de ladrillo con un 77%, seguida de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares con un 18% y, finalmente, los edificios metálicos, que representan un 5% de los edificios existentes. La estructura metálica tipo es un edificio porticado de acero con forjados de hormigón, los cuales representan un 2% de los edificios existentes en la ciudad y es la tipología a la cual se le realiza un estudio para analizar la capacidad y vulnerabilidad sísmica esperada. Si bien la tipología de edificio escogida no es la más representativa de las construcciones de Barcelona, permite extender el uso de esta metodología de evaluación sísmica a edificios metálicos con forjados de hormigón. La metodología aquí empleada ha sido desarrollada dentro del proyecto europeo Risk-UE [10] para calcular, principalmente, el daño sísmico en edificios de hormigón armado con forjados reticulares [11] y edificios de obra de fábrica [12]. De particular interés, es la aplicación de este tipo de técnicas en zonas de sismicidad baja a moderada, donde el desarrollo de las ciudades y de los entornos urbanos ha significado un aumento de riesgo sísmico.

2. CARACTERÍSTICAS Y MODELO ESTRUCTURAL

Cómo se dijo anteriormente, el modelo aquí analizado corresponde a un edificio real, existente en la ciudad de Barcelona, localizado en el distrito *Eixample*. La estructura es un edificio metálico de pórticos de viviendas de estructura irregular en planta y en alzado (Figura 1). El edificio tiene 8 plantas y una altura total de 24,40 m; la altura de entrepiso es de 3,05 m. El edificio se compone de ocho pórticos en una dirección (dirección longitudinal) y de cinco pórticos en la otra (dirección transversal).

Los pórticos están constituidos por vigas metálicas tipo IPN-300 para las plantas superiores y para las plantas inferiores perfiles IPN-500, IPN-400, IPN-360 e IPN-260. Los pilares de las plantas superiores son perfiles HEB-240 y HEB-260, para las plantas inferiores los pilares están formados por perfiles dobles HEB-380, HEB-400 y HEB-450 (Figura 1). El forjado es una losa aligerada, formado por nervios unidireccionales de hormigón y bloques de relleno para aligerar su peso e incrementar su espesor y, además, para darle mayor rigidez transversal. El forjado tiene un canto total de 25 cm [13]. En los planos estructurales se observó que las uniones de los elementos vigas-columnas eran soldadas con soldadura a tope en alas y alma, por lo que los nudos se han considerado empotrados rígidamente.

El edificio tiene la planta rectangular y varía de tamaño en los diferentes niveles de altura del edifi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

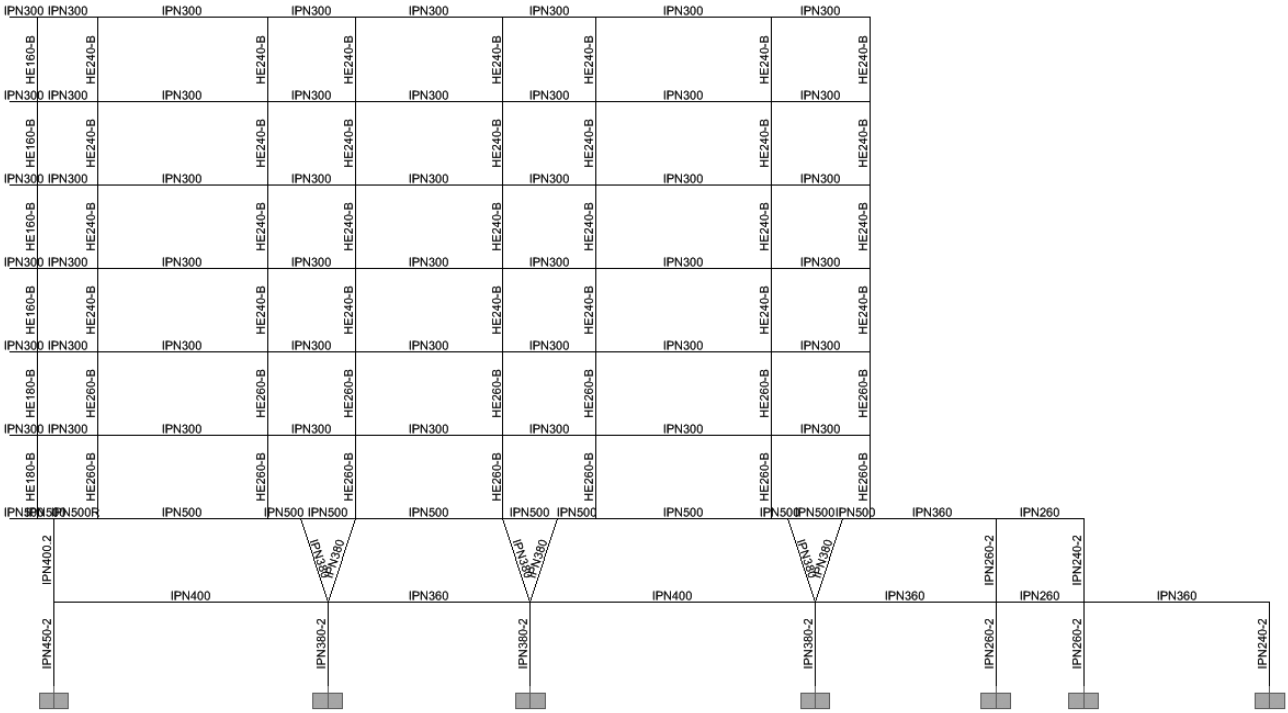


Figura 1. Alzado pórtico 1 del edificio metálico

cio, las dimensiones en la planta baja son 44,40 m × 14,0 m, en la siguiente planta 39,20 m ×14,0 m y en el resto de los pisos 31,40 m ×14,0 m. En las Figuras 1 y 2 se puede ver la variación en planta de los primeros pisos. La Figura 2 muestra una vista 3D del modelo.

En cuanto a la normativa utilizada para el proyecto de la estructura metálica y la definición de las acciones se han seguido las siguientes normativas: *EC1: ENV 1991-2-1: Eurocódigo 1:* Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras [14], *EC3: ENV 1993-1-1: Eurocódigo 3:* Proyecto de Estructuras de Acero, parte 1-1 Reglas generales para edificación [15] y la *Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02* [9].

Respecto a los materiales empleados para el análisis del edificio se han empleado los coeficientes parciales de seguridad en el material y los coeficientes de combinación de acciones previstos en las normativas indicadas anteriormente, considerando un control de calidad y ejecución normal.

Los perfiles laminados metálicos son de acero S235, con valor nominal del límite elástico f_y=235 N/mm^2 y

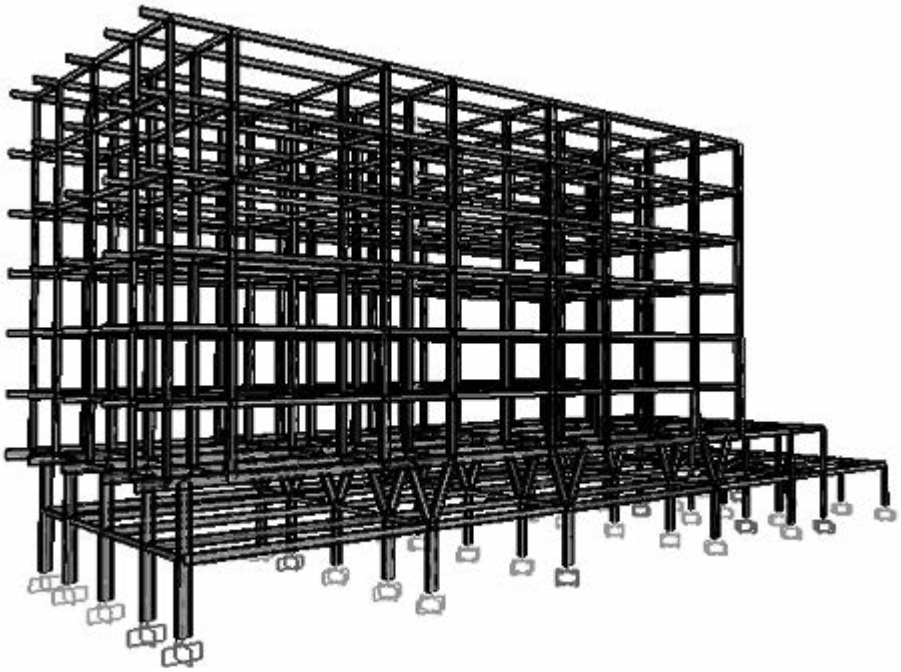


Figura 2. Vista 3D de la estructura metálica

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

con resistencia última a tracción f_u=360 N/mm². Para el forjado se consideró un hormigón HA-20 con una resistencia característica del hormigón f_{ck}=20 N/mm² y módulo elástico del hormigón E_c=30 kN/mm².

En la definición de las acciones se tienen en cuenta las acciones gravitatorias y las cargas horizontales. Entre las segundas se considera la acción sísmica. Se consideran acciones gravitatorias, las producidas por el peso propio de los elementos estructurales y la sobrecarga de uso; la carga permanente (g) está formada por los pilares, vigas y forjados, y para la sobrecarga de uso (q), se tomó como uso residencial, el valor de 2,0 kN/m² [13]. Para la acción sísmica se consideró 0,04g como la aceleración sísmica básica definida para Barcelona y 0,14g para Almería de acuerdo con lo estipulado en [9].

El análisis estructural se ha llevado a cabo con el programa de análisis SAP2000 *non-linear* [8], basado en el método de los elementos finitos, mediante un modelo tridimensional. En el análisis se consideró la no-linealidad geométrica y del material. Los efectos de segundo orden se tuvieron en cuenta mediante el método P-Delta. Las rótulas plásticas se definieron de acuerdo a los criterios de *FEMA (Federal Emergency Management Agency)*, ecuaciones *5-1 y 5-2* [ver Ref. 4], implementados directamente en el programa de análisis. Para las vigas se utilizó un tipo de rótula plástica desacoplada de los esfuerzos cortantes y para los pilares un tipo de rótula plástica acoplada, la cual tiene en cuenta la interacción de la fuerza axil y los momentos. En [4] se describe el procedimiento para generar los diagramas momento-rotación así como los criterios de agotamiento utilizados (ver Tabla 1).

2.1. Breve descripción de la metodología empleada en el análisis

El siguiente diagrama de flujo define el método utilizado para analizar la vulnerabilidad y el daño sísmico de edificios. Este método corresponde con la metodología Risk-UE [10], la cual se basa en llevar a cabo una evaluación sobre el comportamiento estructural ante un evento sísmico. Para esto es necesario conocer la capacidad de la estructura, la cual se representa por una curva fuerza-desplazamiento obtenida mediante un análisis de empuje incremental (análisis estático no lineal), esta curva se transforma y representa en su forma bilineal simplificada (espectro de capacidad bilineal). La vulnerabilidad se cuantifica por las curvas de fragilidad, las cuales se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico ante una acción sísmica determinada. Las curvas de fragilidad se construyen, de una manera simplificada, a partir del espectro de capacidad bilineal. Finalmente, los puntos de capacidad por demanda o puntos de desempeño, correspondientes a los escenarios sísmicos utilizados, junto con las curvas de fragilidad se usan para obtener las matrices de probabilidad de daño, las cuales permiten obtener el porcentaje de daño que sufrirían estas estructuras cuando se encuentran bajo una amenaza sísmica.

Diagrama explicativo sobre la metodología empleada en el análisis

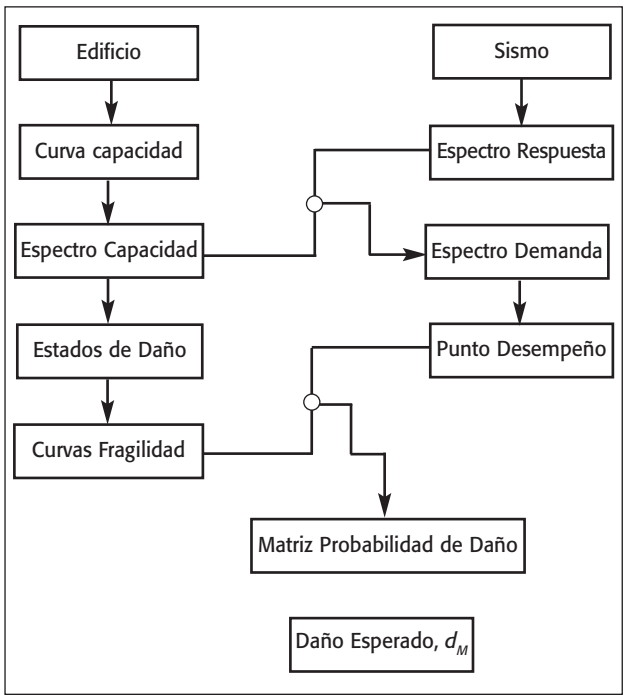
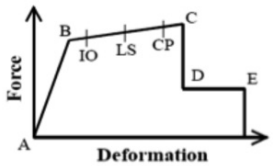


Tabla 1. Parámetros que definen la deformación de las secciones [4]

Criterios de aceptación	
 *IO*: ocupación inmediata *LS*: seguridad vital *CP*: pre-colapso	Rama *AB*: respuesta lineal. Rama *BC*: endurecimiento por deformación. Rama *CD*: comienzo de una significante degradación de resistencia. Punto *D*: resistencia reducida sustancialmente. A partir de *E*: la resistencia es cero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

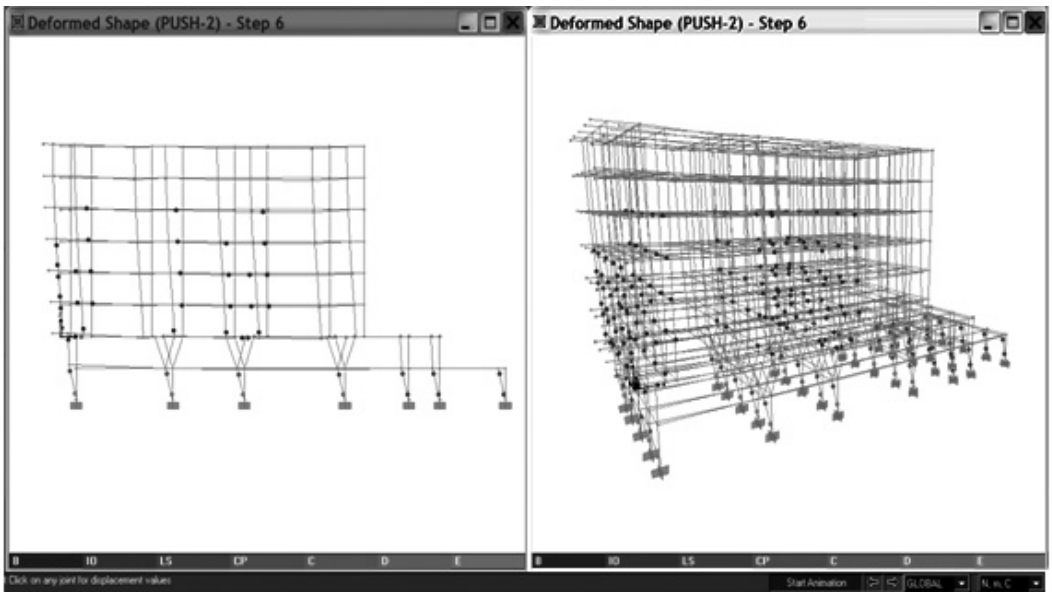


Figura 3. Mecanismo desarrollado durante el análisis

3. CURVAS DE CAPACIDAD

La capacidad del edificio se evalúa a partir de un análisis estático no lineal realizado con el programa de cálculo de estructuras SAP2000 [8]. Para el estudio se considera que la rigidez del forjado, en su plano, es infinita. A partir del análisis estático no lineal, el cual consiste en aplicar a la estructura un patrón de fuerzas horizontales (fuerzas sísmicas) que se va incrementando de manera monótona hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso, se obtiene la curva de capacidad.

El análisis estático no lineal permite predecir la respuesta global de la estructura. La capacidad estructural depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Con este tipo de análisis se puede identificar la evolución de la degradación de los elementos estructurales hasta alcanzar el colapso.

Antes de llevar a cabo el análisis estático no lineal, se ha realizado un análisis modal para determinar los modos de vibración de la estructura. El período propio, *T*, para el modo de vibración en la dirección (longitudinal) principal del análisis es 1,12 seg.

Para el análisis de la capacidad se ha considerado más de un caso de carga. Para el estudio del presente edificio se tomaron los siguientes casos de carga:

- El primero, en dirección de la gravedad, contemplando el efecto de las cargas gravitacionales que actúan en el edificio ya en uso (cargas permanentes + 30% cargas variables).
- El segundo, a partir del primer estado de carga se ha tenido en cuenta el modo de vibración para la aplicación de la carga horizontal (en la dirección principal del análisis).

La Figura 3 muestra el mecanismo desarrollado en la estructura al aplicar el segundo patrón de carga y la relación con los criterios de aceptación definidos anteriormente. Aquí se puede observar la formación de rótulas plásticas en la base de los pilares. La figura de la izquierda muestra el primer pórtico y la figura de la derecha muestra el modelo completo del edificio.

La curva de capacidad relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el último piso (techo) del edificio (Figura 4). En esta figura se puede observar como el edificio después de alcanzar su capacidad última colapsa, debido a la formación de las rótulas plásticas desarrolladas, principalmente, en los pilares de las plantas inferiores (ver Figura 3).

Para calcular la respuesta máxima de la estructura cuando se encuentra sometida a un evento sísmico es necesario convertir la curva de capacidad a coordena-

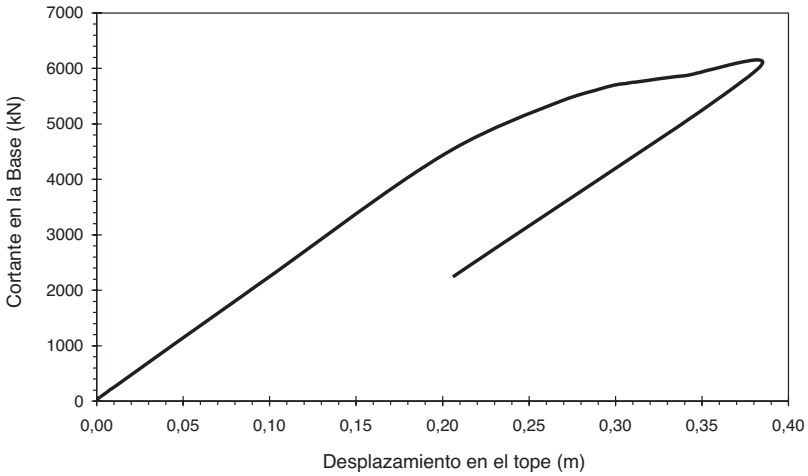


Figura 4. Curva de capacidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

das espectrales, utilizando las propiedades modales del edificio, según ecuación 1 [5]. Esta nueva curva se conoce como espectro de capacidad, siendo también conocida como formato *ADRS* (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*) [1],

$$Sa = \frac{V / W}{\alpha_1} \qquad Sd = \frac{\Delta_{techo}}{FP_1 \cdot ø_{1,techo}} \tag{1}$$

donde, Sa es la aceleración espectral, V es el cortante en la base, W el peso modal, α_1 el coeficiente de la masa modal efectiva del primer modo, Sd el desplazamiento espectral, Δ_{techo} es el desplazamiento en el último piso del edificio, FP_1 el factor de participación modal del primer modo y $ø_{1,techo}$ es la amplitud del primer modo en la última planta del edificio [1].

Con la finalidad de tener parámetros manejables para evaluar la capacidad y fragilidad de la estructura, el espectro de capacidad se representa en su forma bilineal. El espectro de capacidad bilineal se obtiene mediante un criterio de balance de energía, dónde las áreas sobre y bajo ambas curvas sean iguales [16]. La Tabla 2 muestra los parámetros que definen la forma bilineal del espectro de capacidad. La Figura 5 muestra el espectro de capacidad bilineal obtenido a partir de la curva de capacidad. Además, se muestran los dos puntos que definen la curva de capacidad bilineal: punto de capacidad de cedencia (Dy, Ay) y punto de capacidad última (Du, Au).

A partir de aquí se pueden definir los umbrales de los estados de daño para construir las curvas de fragilidad.

4. CURVAS DE FRAGILIDAD

La vulnerabilidad de un edificio está relacionada con su fragilidad sísmica y se puede cuantificar mediante las curvas de fragilidad, las cuales se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada.

Tabla 2. Parámetros que definen la forma bilineal del espectro de capacidad

Capacidad cedencia		Capacidad última	
Dy (m)	Ay (g)	Du (m)	Au (g)
0,1645	0,0506	0,2820	0,0532

En este estudio se ha adoptado el método propuesto en el proyecto Risk-UE [10], el cual se basa en la metodología HAZUS [6], que define estas curvas suponiendo que siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. Así pues, las curvas de fragilidad se definen de una forma simplificada mediante la siguiente ecuación 2,

$$P\left[ED \geq ED_i\right] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd}_{ED}}\right)\right] \tag{2}$$

donde,

ED: indica el estado de daño y viene definido como 1 para el estado de daño leve, 2 para moderado, 3 para severo y 4 indica el estado de daño completo o colapso.

Φ: función de distribución normal estándar acumulada.

β_{ED}: desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño.

Sd: desplazamiento espectral.

$\overline{Sd}_{ED}$: desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%.

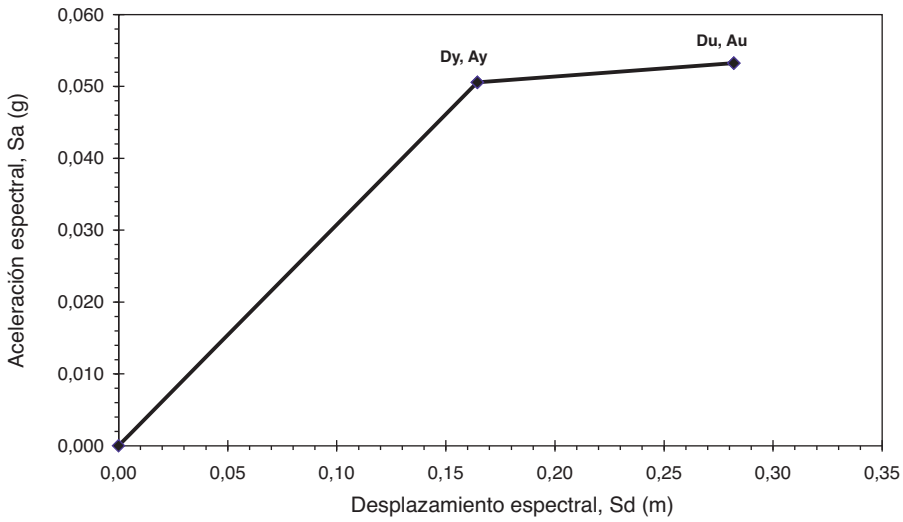


Figura 5. Definición y representación de la curva de capacidad bilineal

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La hipótesis de una distribución de probabilidad lognormal, permite definir cada curva de fragilidad mediante dos parámetros: el valor medio del parámetro de demanda, en este caso, el desplazamiento espectral medio correspondiente al umbral de un estado de daño, y por la desviación estándar asociada con ese estado de daño. Al igual que los umbrales de daño, la estimación de las desviaciones β_{ED}, no es un problema trivial. En realidad, la determinación completa de las curvas de fragilidad, para una tipología dada, requeriría datos de daño para los diferentes desplazamientos espectrales comprendidos entre aquél para el que no se produce daño, hasta aquél para el cual la probabilidad de colapso es igual a la unidad. En los valores intermedios es preciso conocer cómo se distribuyen las probabilidades de excedencia de cada estado de daño considerado. Otra forma expedita de estimar estos parámetros, conocidos los valores medios, es suponer que la probabilidad de daño sigue una distribución de probabilidad determinada, lo que permite el cálculo de las probabilidades esperadas y el ajuste de las curvas de fragilidad [11].

El daño esperado en un edificio depende de su capacidad y de su fragilidad, no siendo conceptos independientes sino que se hallan íntimamente relacionados entre sí. Existen diferentes formas para cuantificar el daño de una estructura sometida a un evento sísmico. En este trabajo se ha utilizado un método simplificado que permite estimar los valores umbrales del desplazamiento espectral, correspondiente a los umbrales de los estados de daño (valores medios), a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad. A partir de estos umbrales de daño, los valores de β_{ED} han sido calculados para construir las curvas de fragilidad. La desviación estándar β_{ED} se determina a partir de un ajuste por mínimos cuadrados de la distribución lognormal que define cada curva de fragilidad (ecuación 2) [16; 17]. Los umbrales de los estados de daño utilizados forman parte de la propuesta realizada en el proyecto Risk-UE [10]; donde los estados de daño considerados se dividen en cinco umbrales de daño: no daño, daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo, los cuales, como se dijo anteriormente, se definen a partir de la curva de capacidad bilineal [18; 19].

Así pues, cada curva de fragilidad se puede definir por un valor medio del parámetro de demanda, en este caso, por el desplazamiento espectral medio ($\overline{Sd}_{ED}$) correspondiente al umbral de un estado de daño y por la variabilidad asociada con este estado de daño, β_{ED}. La Tabla 3 muestra los parámetros obtenidos para los umbrales de los estados de daño, los cuales se determinan a partir de la curva de capacidad bilineal (Figura 6). Para el estado de daño leve se define como Sd_1=0,7·Dy, para el estado de daño moderado Sd_2=Dy, para el severo Sd_3=Dy+0,25·(Du-Dy) y, finalmente, para el estado de daño completo o colapso Sd_4=Du. La Tabla 4 muestra los valores de la

Tabla 3. Desplazamiento espectral medio que define las curvas de fragilidad

$\overline{Sd}_1$ (m)	$\overline{Sd}_2$ (m)	$\overline{Sd}_3$ (m)	$\overline{Sd}_4$ (m)
0,1152	0,1645	0,1939	0,2820

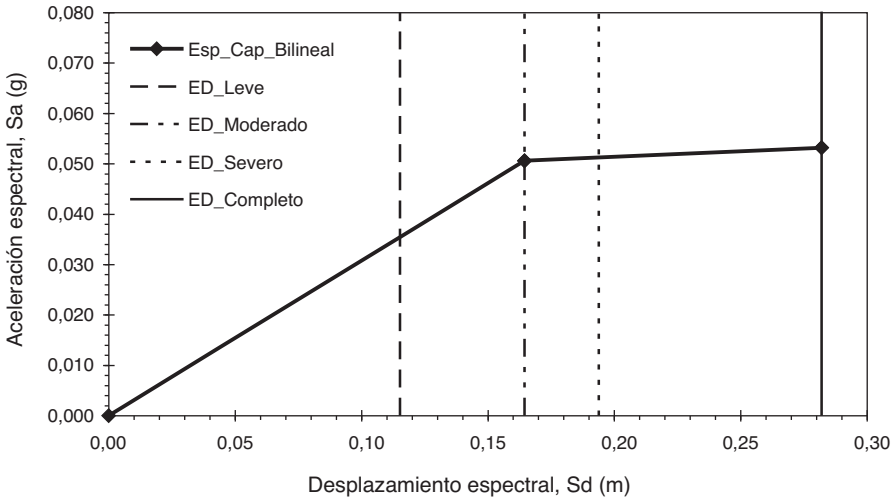


Figura 6. Espectro de capacidad bilineal y umbrales de los estados de daño

Tabla 4. Variabilidad que definen las curvas de fragilidad

β_1		β_2		β_3		β_4	
Risk-UE	HAZUS	Risk-UE	HAZUS	Risk-UE	HAZUS	Risk-UE	HAZUS
0,27	0,66	0,18	0,70	0,17	0,76	0,28	0,92

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

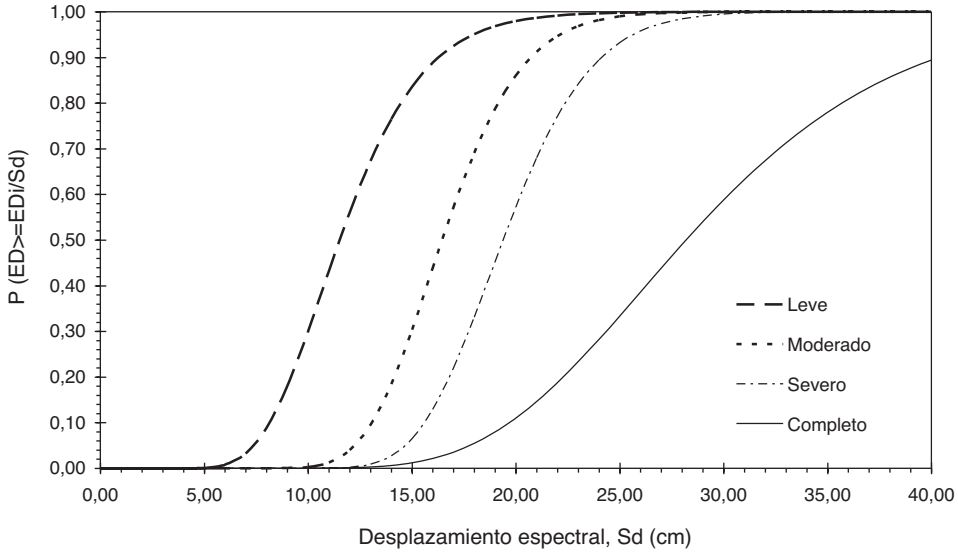


Figura 7. Curvas de fragilidad, β RISK-UE

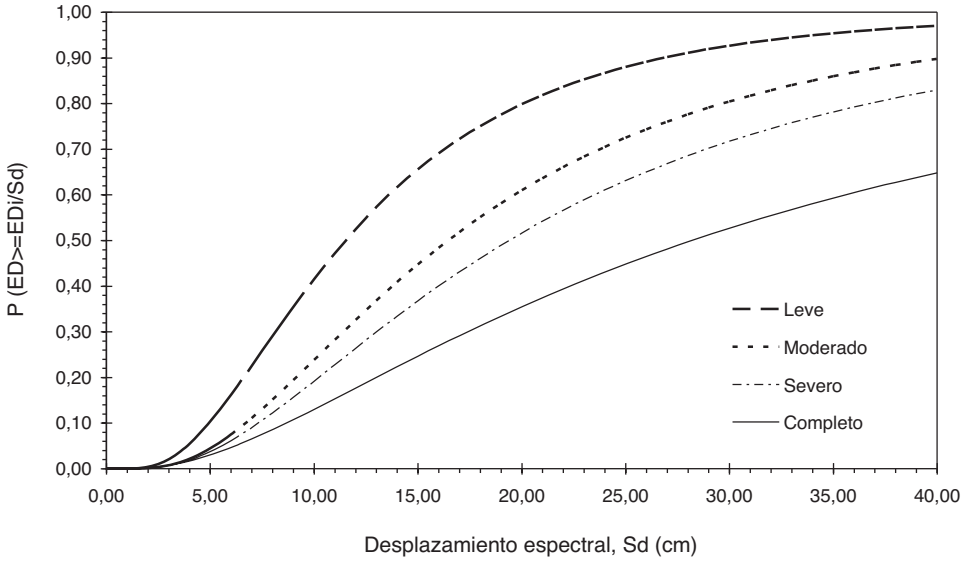


Figura 8. Curvas de fragilidad, β HAZUS

desviación típica de la función lognormal cumulativa, β_{ED}, según el método definido en el proyecto Risk-UE [10] y, además, se muestran los valores de β obtenidos, directamente, de los manuales técnicos de la metodología HAZUS [6], correspondientes a una tipología similar a la aquí estudiada (edificios metálicos en zona de baja sismicidad).

Conociendo ambos parámetros para cada estado de daño se tiene la curva de fragilidad correspondiente. Las Figuras 7 y 8 muestran las curvas de fragilidad obtenidas con los valores de β_{ED} obtenidos según las metodologías Risk-UE y HAZUS, respectivamente. Estas curvas representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dado en función de un desplazamiento específico.

Se aprecian diferencias entre los valores de desviación estándar considerados para las metodologías mostradas. En este sentido, se debe tener en cuenta que en la metodología HAZUS estos valores están directamente tabulados en función del tipo de edificio y de la sismicidad del sitio. Los valores de las tablas han sido obtenidos teniendo en cuenta la variabilidad de la capacidad estructural y del sismo y, previamente, han sido calibrados mediante observación de eventos anteriores en EE.UU., considerando las técnicas y sistemas constructivos habituales en el sitio [6]. Por otro lado, la metodología Risk-UE propone un método con una formulación explícita que estima la variabilidad de cada estado de daño mediante un índice de vulnerabilidad y una intensidad sísmica. Esta metodología ha sido propuesta para diferentes países de Europa [10].

5. CÁLCULO DEL DAÑO SÍSMICO ESPERADO. APLICACIÓN

Después de obtener la curva de capacidad y las curvas de fragilidad, es posible determinar el daño esperado ante un evento sísmico. Esto se consigue a

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

partir de las matrices de probabilidad de daño conforme a lo que se expone a continuación.

5.1. Demanda sísmica

Una vez caracterizado el edificio se define la demanda sísmica. En este trabajo, la acción sísmica se define mediante el espectro elástico de respuesta definido en la normativa sísmica NCSE-02 [9]. Como ya se ha dicho, se han elegido 2 emplazamientos, uno la ciudad de Barcelona, donde se encuentra ubicado el edificio, con una aceleración sísmica básica de 0,04 g y el otro emplazamiento es la provincia de Almería, en Andalucía, con una aceleración sísmica básica de 0,14 g. En la Figura 9 se muestran ambos espectros de respuesta.

Para convertir un espectro de formato estándar *Sa-T* a un formato espectral *Sa-Sd*, es necesario determinar el valor de *Sd* para cada punto sobre la curva *Sa-T*, esto se puede lograr utilizando la siguiente expresión, ecuación 3:

$$Sd = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \qquad (3)$$

donde, *Sa* y *Sd* son, respectivamente, la aceleración y el desplazamiento espectral, T_i es el período en segundos y *g* es la aceleración de la gravedad (m/s^2).

5.2. Capacidad por demanda

El comportamiento sísmico de un edificio sometido a un terremoto se puede cuantificar mediante su respuesta máxima, que se define mediante el punto de capacidad por demanda o conocido también como punto de desempeño (Sd_{PD}). Este punto se consigue mediante la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda. El espectro de demanda se obtiene a partir del espectro elástico de respuesta con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. Al superponer ambos espectros, Figuras 10 y 11, se obtiene el punto de capacidad por demanda mediante un proceso iterativo [1; 5]. En la Figura 10 se observa como el punto de desempeño está en la rama elástica de la curva de capacidad, por lo que seguramente no se esperan daños en este edificio.

Para la acción sísmica de Barcelona (PGA=0,0416 g), el valor del punto de capacidad por demanda o punto de desempeño obtenido en coordenada espectral es: Sd_{PD}=5,20 cm. Para la aceleración sísmica básica de 0,14 g, en Almería, PGA=0,147 g, el nuevo punto de desempeño obtenido en coordenadas espectrales es: Sd_{PD}=13,84 cm.

5.3. Matrices de probabilidad de daño

Con el punto que define la respuesta máxima sísmica estructural (Sd_{PD}) y las curvas de fragilidad se crean las matrices de probabilidad de daño, las cuales indican la probabilidad de que se dé un estado de daño *i* dado un desplazamiento espectral (Sd_{PD}).

Dada una acción sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de capacidad por demanda (el cual está relacionado con una demanda sísmica específica y la capacidad estructural) y usando las curvas de fragilidad correspondientes.

Para esto es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural (en este caso el desplazamiento espectral) y obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño. Así, por ejemplo, la probabilidad de que se dé el estado de daño moderado para un desplazamiento espectral *Sd*, vendrá dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral de daño mo-

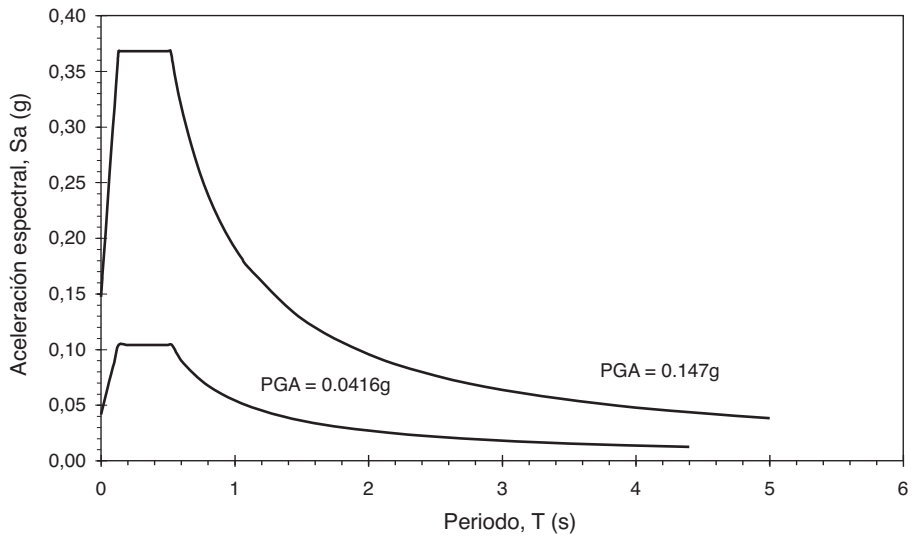


Figura 9. Espectros de respuesta, NCSE-02

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

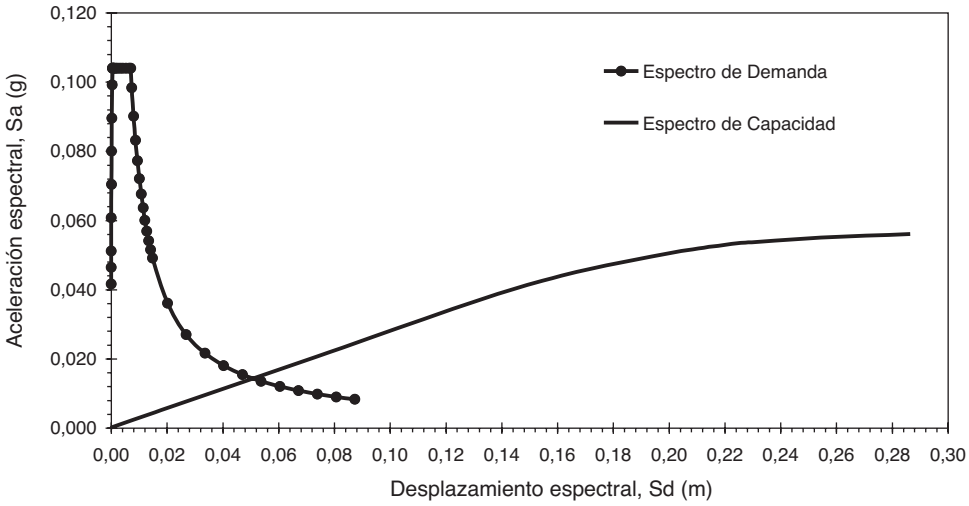


Figura 10. Definición del punto de capacidad por demanda.
Espectro de capacidad y espectro de demanda para PGA=0,0416 g (Barcelona)

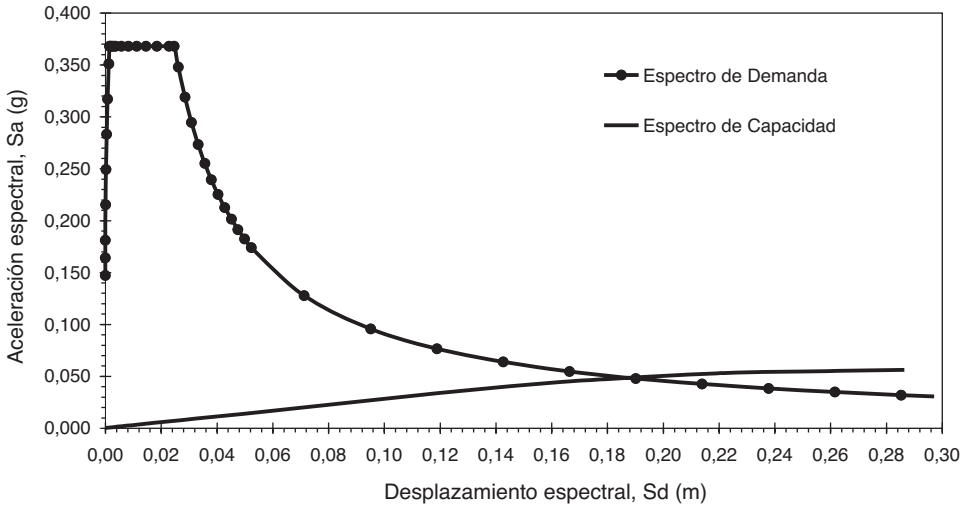


Figura 11. Definición del punto de capacidad por demanda.
Espectro de capacidad y espectro de demanda para PGA=0,147 g (Almería)

derado menos la probabilidad del umbral de daño severo según la ecuación 4,

$$P\left[ED_i / Sd_{PD}\right] = Pc\left(ED_i / Sd_{PD}\right) - Pc\left(ED_{i+1} / Sd_{PD}\right) \quad (4)$$

donde,

$P[ED_i/SD_{PD}]$ es la probabilidad de que ocurra el estado de daño ED_i cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral Sd_{PD}.

$P_c(ED_i/Sd_{PD})$ es la probabilidad de excedencia de ED_i para un Sd_{PD}, es decir, la curva de fragilidad correspondiente al ED_i.

La Tabla 5 muestra la matriz de probabilidad de daño para la tipología de edificio aquí considerada y para los dos emplazamientos definidos, Barcelona y Almería.

El desplazamiento espectral correspondiente al punto de capacidad por demanda, junto con las curvas de fragilidad obtenidas, han permitido evaluar, para este edificio, para los escenarios sísmicos y para cada estado de daño, una probabilidad de ocurrencia (Tabla 5).

5.4. Daño esperado

Para cuantificar los resultados de forma simplificada, se suele usar un parámetro ponderado de daño medio (d_M) definido como, ecuación 5:

$$d_M = \sum_{i=0}^{i=4} ED_i \cdot P(ED_i) \quad (5)$$

donde ED_i corresponde a cada estado de daño considerado y $P(ED_i)$, es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i, dado un desplazamiento espectral. El índice i toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para el estado de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente [16].

Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y da una idea global

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 5. Matriz de probabilidad de daño para un edificio de acero, valores en %

		Estados de daño					
PGA (g)	Metodología	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	d_M
0,0416	Risk-UE	100	0	0	0	0	0
	HAZUS	89	6	1	1	3	0,23
0,147	Risk-UE	27	58	13	1	1	0,91
	HAZUS	40	20	8	10	22	1,54

del nivel o estado de daño más probable. Para los cinco estados de daño considerados en este trabajo (no daño, daño leve, moderado, severo y completo), la Tabla 6 muestra los intervalos de variación de d_M.

Tabla 6. Intervalos de variación del parámetro de d_M

Estados de daño	Intervalo de variación
No daño	$0 \leq d_M < 0{,}5$
Leve	$0{,}5 \leq d_M < 1{,}5$
Moderado	$1{,}5 \leq d_M < 2{,}5$
Severo	$2{,}5 \leq d_M < 3{,}5$
Completo	$3{,}5 \leq d_M \leq 4{,}0$

La Tabla 5 contiene el factor de daño medio, d_M, obtenido, el cual define el estado de daño más probable. Se observa como para el emplazamiento con una aceleración pico PGA= 0,0416g el estado de daño más probable es el de "*no daño*" mientras que para el emplazamiento con una PGA=0,147g el estado de daño más probable es el "*moderado*".

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

Con las matrices de probabilidad de daño obtenidas se observa cómo para el mismo escenario considerado, los resultados obtenidos con los valores de β definidos en la metodología HAZUS dan unos resultados más dañinos que los obtenidos con la metodología Risk-UE, sobre todo para el estado de daño completo. Para el emplazamiento en Barcelona los daños no son significativos, ya que predomina un porcentaje alto para el estado de no daño, en cambio para el emplazamiento en Almería los daños son importantes ya que existe una probabilidad de un 20% que los edificios sufran daño completo.

Los estudios correspondientes a la obtención del daño sísmico esperado son importantes. La metodología aquí presentada para la obtención de curvas de capacidad y curvas de fragilidad se halla en la base de los estudios de probabilidad de ocurrencia de un determinado estado de daño. Con el edificio metálico tipo, aquí analizado, se obtuvo el daño sísmico esperado para dos emplazamientos distintos, correspondientes a dos espectros de respuesta de la norma sísmica española NCSE-02.

Independientemente del valor de β_{ED} elegido, para la aceleración sísmica considerada en la ciudad de Barcelona, las matrices de probabilidad de daño (MPD) reflejan el buen comportamiento de este tipo de edificios ante un evento sísmico de estas características. Analizando los resultados de los cálculos realizados (ver Tabla 5), se observa que un alto porcentaje (89%) de estos edificios no sufrirán daños, a pesar de que un 3% podría llegar al colapso. En cambio, para un emplazamiento con una aceleración sísmica mayor, como por ejemplo, que el edificio se encuentre situado en Almería, con una aceleración máxima 0,146 g, las MPD indican que, dependiendo del valor de β_{ED} utilizado, un 27%-40% de estos edificios no sufrirán daños, un 58%-20% sufrirán daños leves, entre un 13%-8% tendrán daños moderado y un 1% ó un 10% daño severo, pero un 22% de estos edificios sufrirán daño completo (o colapso), para los valores de Risk-UE y HAZUS, respectivamente. Estos cambios tan fuertes de umbral de daños reflejan la fragilidad del sistema, la no ductilidad (1,71<2) que se obtuvo del análisis puede ser debida a la formación de rótulas plásticas en los pilares que desarrolló el modelo durante el análisis (Figura 3), el comportamiento que presenta este tipo de edificios también se puede ver en la Figura 4.

Teniendo en cuenta los espectros de la NCSE-02 [9], se concluye que la tipología aquí analizada, a pesar de su baja ductilidad, presenta un comportamiento adecuado para la aceleración de Barcelona, ya que, en general, no llegaría a sufrir daños. Pero, a pesar que los resultados aquí mostrados reflejan el buen comportamiento de esta tipología ante un evento sísmico de estas características (espectros de respuesta NCSE-02), hay que tener en cuenta que esta aceleración (PGA=0,0416 g) es pequeña. En cambio, para una aceleración mayor, como la de Almería, PGA=0,147 g, el daño esperado varía entre leve y moderado, a pesar de que un número importante de estos edificios pueden llegar a sufrir daños muy fuertes, como el colapso. Todo esto puede estar relacionado con el mecanismo de fallo que ha desarrollado el edificio durante el análisis.

Las matrices de probabilidad de daño son el punto de partida para construir mapas de riesgo sísmico que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sirvan para estimar una distribución espacial del daño esperado. No obstante, la metodología aquí desarrollada puede emplearse, más o menos adaptada, a ciudades de circunstancias parecidas, ya que este tipo de estudios son interesantes para obtener de forma cuantitativa el riesgo sísmico en una determinada ciudad.

REFERENCIAS

[1] MORENO R., BAIRÁN J., PUJADES L., APARICIO A., BARBAT A. "Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado". *Hormigón y Acero.* 2004, nº 231, 2º trimestre, p. 125-136.

[2] FEMA 273, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Report Nº FEMA-273, Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council, 1996.

[3] FEMA 273, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Report No. FEMA-274, Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council, 1997.

[4] FEMA 356, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. ASCe, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Report No. FEMA-356. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council, 2000.

[5] ATC-40: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* Report: SSC 96-01, volume 1. Redwood City, California: Seismic Safety Commission, 1996.

[6] HAZUS-99: EARTHQUAKE LOSS ESTIMATION METHODOLOGY. *Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual*, Vol. 1. Washington: Federal Emergency Management Agency (FEMA); National Institute of Building Sciences (NIBS), 1999.

[7] FREEMAN S. "Development and use of capacity spectrum method". *Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering*. CD-ROM. Seattle, Oakland: EERI, 1998.

[8] WILSON E., HABIBULA H. *SAP2000, Non Linear Structural Analysis Program*: *Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Non Linear*. Berkeley, California: Computers and Structural Inc, 2002.

[9] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). *NCSE-02. Normativa de Construción Sismorresistente: Parte General y Edificación*. (Serie Normativas). Madrid: Ministerio de Fomento, 2002.

[10] MILUTINOVIC Z.V., TRENDFILOSKI G.S. *Vulnerability of current buildings.* Work Package 4 of RISK-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, European Commission, EVK4-CT-2000-00014. Skopje, República de Macedonia: Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), 2003. 109 p.

[11] MORENO R., APARICIO A.C., PUJADES L., BARBAT A. "Vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares". *Hormigón y Acero*. 2009, vol. 60, nº 251, p. 65-76.

[12] MORENO-GONZÁLEZ R., BAIRÁN J.M. "Análisis del comportamiento sísmico de los edificios de obra de fábrica, típicos del distrito *Eixample* de Barcelona". *Informes de la Construcción*. 2011, vol. 63, nº 524, doi: 10.3989/ic. 10.045.

[13] RODAS W. *Evaluación de la capacidad y fragilidad de un edificio metálico en Barcelona.* Tesis de maestría. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2005.

[14] UNE-ENV 1991-2-1:1997. *EUROCÓDIGO 1. Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras. Parte 2-1: Acciones en estructuras. Densidades, pesos propios y cargas exteriores*. Madrid: AENOR, 1997.

[15] UNE-ENV 1993-1-1:1996. *EUROCÓDIGO 3. Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.* Madrid: AENOR, 1996.

[16] MORENO R. *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.

[17] BARBAT A.H., PUJADES L.G., LANTADA N., MORENO, R. "Performance of buildings under earthquake in Barcelona, Spain". *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2006, 21 (8), p. 573–593. *Erratum*: 2010, Volume 25, p. 226. doi: 10.1111/j.1467-8667.2010.00660.x.

[18] CATTARI S., GALASCO A., LAGOMARSINO S., PENNA A. "Analisi non lineare di edifici in muratura con il programma TREMURI". *XI Congresso Nazionale L`Ingegneria Sismica in Italia.* Genova, Italia, 2004.

[19] BARBAT A.H., PUJADES L.G., LANTADA N., MORENO R. "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2010, vol, 28, nº 10-11, p. 851-865. doi: 10.1016/j.soildyn.2007.10.006.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Análisis de la interacción vía-estructura en puentes ferroviarios

Track-structure interaction in railway bridges

Jesús Ortiz Herrera[(1)] **y José Ignacio Hernando García**[(2)]

Recibido | *Received:* 12-04-2010
Aceptado | *Accepted:* 09-04-2011

Resumen

Este trabajo desarrolla procedimientos de análisis de la interacción entre vía y estructuras de puentes ferroviarios, asumiendo las bases del análisis establecidas en la Instrucción española IAPF07, sin entrar en consideraciones o limitaciones de diseño, salvo algunas cuestiones introductorias expuestas en el apartado 1. Se aportan dos niveles de desarrollo. Un primer planteamiento consiste en la resolución por diferencias finitas de las ecuaciones que rigen el fenómeno, las cuales se linealizan y se ajustan de manera iterativa, según un proceso que resulta rápidamente convergente. Este modelo numérico, específico para este problema, es a la vez general y eficiente; requiere el desarrollo del correspondiente software, pero éste es relativamente simple y poco extenso; el aquí desarrollado puede descargarse gratuitamente de http://collab.upm.es/gm/folder-1.11.211816. Un segundo planteamiento explota las enseñanzas derivadas de soluciones analíticas particulares deducidas en este mismo trabajo, en base a las cuales el análisis se simplifica extraordinariamente, hasta el punto de ser perfectamente viable mediante una sencilla hoja de cálculo. Las soluciones analíticas mencionadas, aparte de servir de fundamento para este procedimiento simplificado, aportan interpretaciones "físicas" claras de las distribuciones típicas de rozamientos y reacciones de apoyos.

Palabras clave: análisis, estructuras, interacción vía-estructura, puentes, modelo numérico.

*Abstract**

This paper develops analysis procedures for Track-Structure Interaction in Railway Bridges, according to specifications of Spanish Code IAPF07. No general design rules are considered, except some introductory issues in section nr.1. Two levels of development are included. The first approach makes a contribution to finite difference modelling of the equilibrium and kinematic equations, which are linearized and updated in an iterative way, in a process that turns out to be quickly convergent. The software for this numerical approach is available in http://collab.upm.es/gm/folder-1.11.211816 and can be freely downloaded from this UPM site (Madrid Polytech.Univ.). The second approach benefits from general results derived from analytical solutions explained in this same paper. With the help of this solutions the calculations can be simplified extraordinarily, up to the point of being implemented with a simple spreadsheet. Also the analytical approach is valuable because it provides "physical" understanding of the implicit relationships between load inputs and design decisions and their effects on internal forces and expected displacements.

Keywords: *analysis, Structures, track-structure interaction, bridges, numerical approach.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 105 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (Madrid, España).

(2) Dr. Arquitecto. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* joseignacio.hernando@upm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

La Instrucción IAPF-07 [1] establece en su epígrafe 2.5 las bases del análisis de la interacción longitudinal vía-tablero, que serán asumidas en el presente trabajo, cuyas aportaciones pretenden centrarse en cuestiones relacionadas fundamentalmente con el análisis propiamente dicho y con el desarrollo de procedimientos simplificados a tal efecto. No se entra pues a cuestionar dichas bases del análisis ni en consideraciones de diseño (salvo lo indicado al respecto sobre algunos aspectos normativos en este primer apartado y en el 2.1).

La descripción de fenómenos de pandeo de los carriles y/o deterioro general de la vía en el entorno del extremo móvil de un tablero, que puede llegar a extenderse a toda la longitud dilatable de la obra, aparece ya en los tratados de carácter general [2], pero es en la última década cuando han hecho eclosión los trabajos publicados sobre la interacción entre vía y estructura [3] [4] [5] [6] [7]. Por su carácter muy reciente, deben señalarse especialmente dos publicaciones monográficas aparecidas en 2009: el texto compendio de diversos trabajos publicados sobre el tema [8], la monografía de ACHE [9]; y el artículo [3] sobre algoritmos de cálculo paso a paso para la interacción vía-estructura en puentes ferroviarios.

Alguna mención sobre las bases del análisis propuestas en el artº 2.5 de la Instrucción IAPF-07 [1], aun no siendo la presentación ni la discusión de las mismas uno de los objetivos de este trabajo, parece necesaria en este apartado introductorio.

En su apartado 2.5.2, la Instrucción [1] admite, como alternativa al análisis del fenómeno, la utilización de los métodos simplificados de la ficha UIC 774-3[10] (basados en aproximaciones lineales), que puede descargarse de la red por trescientos cuarenta y un euros.

El fenómeno del rozamiento en el balasto aparece modelado en la Instrucción mediante un diagrama elástico-perfectamente plástico, sin caída entre rozamiento estático y dinámico, ni dependencia de la velocidad de deslizamiento, ni limitación de deslizamientos máximos, e incluso con algún parámetro determinístico (como el deslizamiento de "plastificación"), lo cual debería hacer reflexionar sobre el relativismo de los resultados de los análisis basados en un modelo de comportamiento tan simplista; y por lo tanto de los dictámenes que puedan hacerse acerca de esta materia, tanto en sentido negativo como positivo. La "horquilla" de valores de la resistencia al deslizamiento que señala el mismo artº 2.5.2, permite entrever la naturaleza acusadamente estocástica del fenómeno analizado, y lo poco realista que puede llegar a ser pretender cuantificar resultados "exactos" o "dirimentes" sobre esta cuestión.

Este trabajo se dedica básicamente a parte de los cálculos que deben incluirse en relación con el fenómeno de la interacción entre la vía y una cierta estructura, dentro del proyecto de ésta, con la intención primordial de clarificar las relaciones de las diversas magnitudes involucradas en los cálculos y de facilitar su implementación práctica. En este sentido, aunque la fundamentación necesariamente es prolija, los métodos propuestos tanto para modelos numéricos como, sobre todo, para desarrollos mediante una hoja de cálculo, son de aplicación muy simple.

No obstante, en este primer apartado se trata de aportar una perspectiva mínima acerca del sentido de este tipo de cálculos dentro del proyecto general de la línea férrea; y de los aspectos condicionantes particulares que pueden restringir la libertad del diseño estructural para poder cumplimentar los requisitos normativamente exigidos.

El análisis de la interacción entre vía y estructura típicamente se orienta hacia el cálculo de solicitaciones en los carriles y desplazamientos longitudinales absolutos y diferenciales entre el carril y el tablero. Pero existen otras cuestiones responsables de posibles patologías de la vía, especialmente en su zona de inserción con la obra de fábrica [5] [2], algunas de ellas de consideración no especificada por esta Instrucción (variación del módulo de balasto de la vía, deterioro de la nivelación de ésta en la zona de terraplén, perturbaciones del asiento de la vía en la transición al puente). Otras sí aparecen limitadas por la misma, como los giros en los extremos libres; éstos siempre pueden solventarse con vanos extremos cortos en el caso de los viaductos largos, y por lo tanto su incidencia puede resolverse de manera apropiada sin afección al diseño longitudinal global. También la cuestión de las perturbaciones de los propios desplazamientos longitudinales en el entorno de los extremos con juntas, en tanto que provocadas por éstas, constituyen un fenómeno de naturaleza básicamente local.

Estas cuestiones "locales", de indudable importancia para la funcionalidad de vía, merecen evidentemente la máxima consideración en el proyecto general de la línea férrea, ya que incluyen muchos aspectos comunes para sus diversas obras de fábrica, más que en los proyectos particulares de cada una de ellas, que deberían aportar los datos necesarios para estas conexiones, sin entrar en sus definiciones constructivas. Un protocolo apropiado de comunicación entre las fases de proyecto de la plataforma, proyecto de la vía y proyecto de las estructuras, en la línea propuesta en [4] y [5], parece indispensable para conectar adecuadamente esas fases del proyecto general.

La consideración global de los desplazamientos longitudinales absolutos y diferenciales entre vía y estructura, por el contrario, sí es una cuestión que depende de la escala, tipología y materiales constitutivos de ésta, por lo que puede llegar a condicionar su concepción general e incluso la elección de los materiales estructurales. Dejando aparte las cuestiones locales en la zona de inserción de vía con el tablero, y las deformaciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

térmicas diferenciales de vía y tablero, los diferentes grados de incidencia de los diversos diseños estructurales en este problema se introducen básicamente a través de lo indicado el artº 2.5.3.3 de la Instrucción [1], es decir, las deformaciones longitudinales de las fibras superiores del tablero producidas por "otras acciones".

Parece pues que la atención realista a este fenómeno en el diseño de la estructura propiamente dicha, debería centrarse sobre todo en los casos en que la tipología estructural y/o la elección del material induzcan acumulaciones de dichas deformaciones longitudinales por "otras acciones": tableros en sistemas colaborantes arco-tablero; tableros atirantados; tableros de hormigón o mixtos donde las deformaciones diferidas posteriores a la puesta en servicio de la vía sean importantes, ya sea por retracción del hormigón, o por fluencia de grandes longitudes comprimidas de la fibra superior de tableros pretensados, etc.

Conviene advertir que la aplicación de los métodos propuestos en este trabajo, tanto el procedimiento puramente numérico como, especialmente, el método simplificado, no debería ponerse en práctica sin comprender el sentido físico de diversos resultados típicos, por lo cual la lectura del apartado 4, aunque el mismo se plantea de la forma más autocontenida posible, no debería obviar los apartados de fundamentación previa.

Aunque por el carácter unidimensional de las ecuaciones del modelo éste puede parecer a primera vista uniaxial, se llama la atención sobre el hecho de que en el mismo se introducen (de manera razonablemente simplificada, en consonancia con el enfoque general del trabajo) efectos tales como la excentricidad del carril respecto del eje del tablero, que origina un esfuerzo rasante en las sujeciones y balasto; la teoría elemental de la flexión de piezas prismáticas proporciona la rigidez equivalente (D_2, apartado 2.1) que permite mantener el carácter unidimensional "razonablemente simplificado" del análisis sin necesidad de recurrir a modelos más prolijos; y, sobre todo, este enfoque permite comprender a priori y de manera sencilla la incidencia potencial de éste y algunos otros efectos (introducidos mediante otros parámetros similares al anteriormente citado)

2. ECUACIONES

La coordenada x se mide sobre el eje longitudinal de tablero $0 \leq x \leq L$, e identifica las secciones de carriles $i = 1$, tablero $i = 2$; y, puntualmente, las pilas y estribos $i = 3$. El índice $j = 1$ se asigna a la interfase vía-tablero y el $j = 2$ a los apoyos, tal como se indica esquemáticamente en la figura 1.

2.1. Notación

Todas las magnitudes de las expresiones siguientes se consideran como potencialmente variables con x y

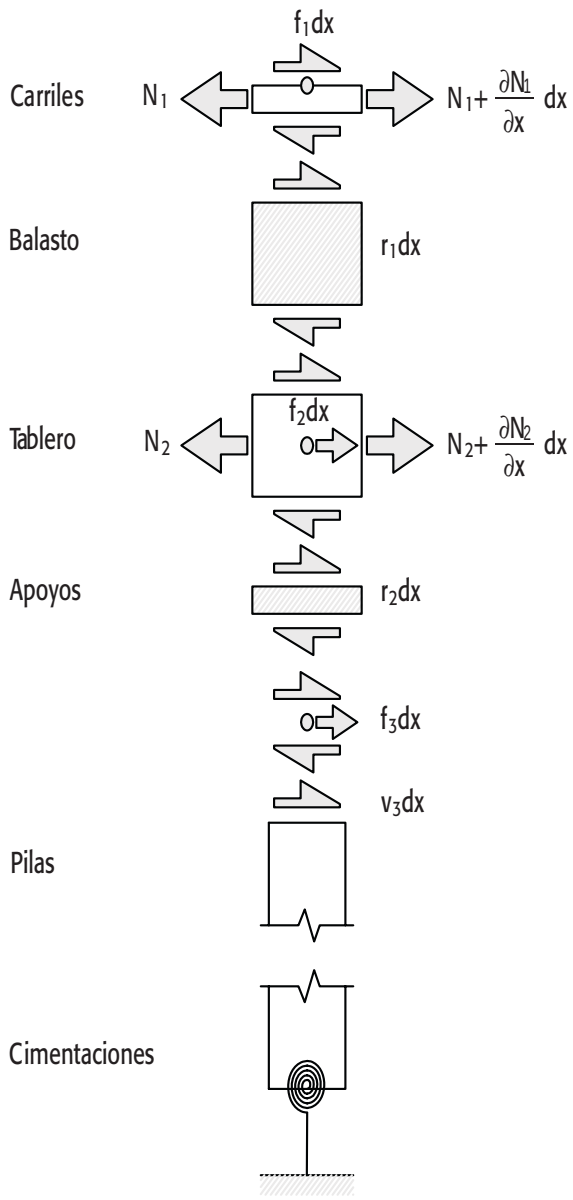


Figura 1. Notación general

t, aunque dicha dependencia no se explicite. Para todas aquellas indicadas como horizontales se sobreentiende que son exclusivamente de carácter longitudinal.

- *Carriles, $i = 1$:*

u_i	Desplazamientos horizontales
$\varepsilon_i = \frac{\partial u_i}{\partial x}$	Deformaciones totales
ε_{Ti}	Deformaciones impuestas
N_i	Solicitaciones axiles
D_i	Rigidez axil de la sección
$\delta N_i = D_i \cdot (\delta\varepsilon_i - \delta\varepsilon_{Ti})$	Ecuaciones constitutivas incrementales
$N_i = D_i \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{Ti}) + N_{pi}$	Ecuaciones constitutivas totales

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- *Tablero, $i = 2$:*

Análogamente, salvo que en el caso anterior los términos ε_{Ti} son en principio exclusivamente de origen térmico, mientras que en el caso del tablero deben incluir además todo tipo de deformaciones relevantes originadas por causas distintas del propio fenómeno de interacción vía-tablero.

Puesto que los axiles N_2 no se aplican en la fibra baricéntrica de la sección del tablero, sino a una cierta distancia z de la misma, la rigidez D_2 no es igual a la rigidez axil de la sección (EA, suponiendo un comportamiento lineal), sino:

$$D_2 = \frac{EA}{1 + \frac{z^2}{i_y^2}} \tag{1}$$

siendo i_y el radio de giro de la sección con respecto a su eje principal de inercia horizontal, tal como se deriva de la teoría de la flexión compuesta de las piezas prismáticas ($\varepsilon = N_2/EA + (N_2\ z)z\ /EI = N_2/D_2$). Así pues, con una reducción apropiada de la rigidez axil del tablero, se puede mantener el carácter unidimensional del análisis. La reducción de EA podría hacerse en cada sección de acuerdo con la correspondiente excentricidad, z, variable con la incidencia relativa de las resultantes de las fuerzas r_1 y r_2; pero tal precisión es irrelevante en general, porque normalmente la rigidez axil del tablero es tan elevada que su corrección influye poco en los resultados cuyo control se persigue en este análisis.

- *Pilas y cimentaciones, $i = 3$:*

u_3	Desplazamientos horizontales
$e_3 = u_3$	Deformaciones
v_k	Esfuerzos horizontales
$v_3 = \sum_1^{n_3} V_k \delta_{DIRAC}(x - x_K)$	Solicitaciones idealmente distribuidas
$\delta v_3 = D_3 \delta e_3$	Ecuaciones constitutivas incrementales
$v_3 = D_3 e_3 + v_{p3}$	Ecuaciones constitutivas totales

Por ejemplo, una pila de altura h_k, ubicada en la abscisa x_k, en fase de comportamiento lineal, con sección constante de rigidez a flexión EI_k y cimentación supuestamente indeformable, aportaría una rigidez de valor $(3EI_k/h_k^3)\delta_{DIRAC}(x\text{-}x_k)$. Si se dan las condiciones expresadas en el apartado 3.5, en lugar de la suma de dichas rigideces localizadas, es válido, a determinados efectos, operar con rigideces realmente promediadas por unidad de longitud, $D_3 = (3EI_k/h_k^3)/\underline{\Delta}x_k$ en cada intervalo $\underline{\Delta}x_k$ igual a la semisuma de las luces de los vanos adyacentes a cada pila.

Naturalmente el factor antedicho $3EI_k/h_k^3$ se menciona con carácter meramente ilustrativo, ya que en algunos casos la configuración de la pila representa un papel determinante en su flexibilidad y por lo tanto en el problema de interacción; si la incidencia de dicha flexibilidad se revela significativa, deberá evaluarse de manera aproximada mediante un análisis previo individual de cada pila.

- *Balasto, $j = 1$:*

$e_1 = u_1 - u_2$	Deformaciones
r_1	Solicitaciones por unidad de longitud
$\delta r_1 = R_1 \delta e_1$	Ecuaciones constitutivas incrementales
$r_1 = R_1 e_1 + r_{p1}$	Ecuaciones constitutivas totales

De acuerdo con la instrucción IAPF07 [1], para $|e_1| < e_{e1} = 2$ mm, se adoptará un comportamiento lineal, $R_1 = R_{1e} = cte.$, $r_{p1} = 0$, mientras que para $|e_1| \geq e_{e1}$ será $R_1 = 0$ y $r_1 = r_{p1} = cte.$, salvo en fases de descarga, que cabe modelizar con $\delta r_1 = R_{1e}\delta e_1$

- *Apoyos, $j = 2$:*

$e_2 = u_2 + u_3$	Deformaciones
r_2	Solicitaciones horizontales, idealmente distribuidas
$\delta r_2 = R_2 \delta e_2$	Ecuaciones constitutivas incrementales
$r_2 = R_2 e_2 + r_{p2}$	Ecuaciones constitutivas totales

2.2. Consideraciones generales

Las magnitudes puntuales (referidas a apoyos, pilas y estribos) para abscisas $x = x_k$, $1 \leq k \leq n_3$, se describen mediante "deltas de Dirac" (δ_{DIRAC}). Así, formalmente se tratan como magnitudes distribuidas, igual que el resto de las variables involucradas. En la resolución del problema por diferencias finitas, apartado 5, simplemente dichas magnitudes se pueden introducir con sus valores puntuales en los nudos correspondientes. A determinados efectos, apartado 3.5, es factible operar sustituyendo dichas magnitudes puntuales por valores repartidos, promediados por unidad de longitud; en tal caso las "deltas de Dirac" $\delta_{DIRAC}(x\text{-}x_k)$ correspondientes a las magnitudes v_3, D_3, v_{p3}, r_2, R_2 y r_{p2} posteriores, pueden sustituirse por $1/\underline{\Delta}x_k$, siendo $\underline{\Delta}x_k$ la semisuma de las luces de los vanos adyacentes a cada pila, si dichas luces no sobrepasan ciertos límites; o bien, la semisuma de intervalos ΔX_m adecuadamente elegidos.

La coordenada t se utiliza como un factor de carga variable entre 0 y 1. Dado que no se consideran efec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tos dinámicos, puede escalarse arbitrariamente, manteniendo una sucesión monótona creciente, durante la cual pueden producirse etapas de descarga local o global. Para modelizar adecuadamente estos fenómenos, se utiliza una notación incremental, referida a intervalos *dt* suficientemente pequeños. Si los fenómenos de carga y descarga pueden obviarse, es factible una formulación en variables totales en lugar de incrementales.

Normalmente para los elementos $i = 1, 2, 3$ se adoptará un comportamiento lineal, con D_i=*cte.*, pero en aras de la generalidad se formulan sus ecuaciones constitutivas con formato bilineal, cuyos parámetros pueden variar según el estado de solicitación previa y el carácter de carga o descarga del nuevo incremento, así como lógicamente según otras solicitaciones concomitantes de origen distinto a la propia interacción vía-tablero.

Los términos plásticos (N_{pi}, v_{p3}, r_{pj}) son cantidades signadas según el convenio de signos de solicitaciones indicado en (figura 1). Deben tomar el mismo signo que las deformaciones respectivas.

En el caso de los rozamientos, adoptar un modelo elástico-perfectamente plástico con valores nominales constantes de dichos términos plásticos, r_{pj}, puede estar muy alejado de la realidad de un fenómeno complejo que depende de la velocidad de deslizamiento, los valores de las cargas verticales, la temperatura, etc. Por otra parte los valores reales de los rozamientos tienen tales dosis de incertidumbre que una descripción apropiada de los mismos debería ser de naturaleza estocástica.

Considerar horquillas de valores de $|r_{pj}|$ puede ser una forma de tratar de subsanar lo inadecuado de la modelización adoptada de dichos rozamientos. Pero consideraciones de estadística elemental pueden ser necesarias para calibrar un nivel realista de la seguridad alcanzada. Por ejemplo, si el número de apoyos n_3 es elevado, suponiendo respuestas estocásticamente independientes de todos ellos, la dispersión unitaria o coeficiente de variación de sus efectos globales se reduce de manera inversamente proporcional a $\sqrt{n_3}$. Dada la elevada aleatoriedad de los rozamientos individuales, dicha reducción de la aleatoriedad de la suma de todos ellos puede ser muy significativa para una valoración realista de sus efectos globales. Por lo tanto, tomar en todos los apoyos simultáneamente el valor característico superior del coeficiente de rozamiento puede ser desproporcionadamente conservador.

En el caso de apoyos tipo "POT-PTFE" (POT deslizantes), suelen tomarse términos "plasticos" $|r_{p2}|$ del orden del 1% al 5% de las reacciones verticales debidas a las cargas permanentes. Su valor viene afectado por diversas variables tales como la temperatura, velocidad de deslizamiento, valor de la carga vertical, etc. [7]. Y debería adoptarse una ley de fricción de Coulomb; pero introducir una pequeña holgura teórica de entrada en carga, e_{c2}, puede ser conveniente para facilitar los cálculos sin afección significativa de los resultados que se persiguen en este análisis. En otro orden de cosas, según lo ya indicado, es lógico tener en cuenta que la dispersión global se reduce con el número total de apoyos.

Para apoyos de neopreno, el comportamiento será básicamente lineal, $R_2 = R_{2e}$, $r_{p2} = 0$, siempre que $|e_2|$ no exceda los valores admisibles correspondientes.

Tal como en el caso de las pilas, las magnitudes r_2, R_2, r_{p2} son en general una suma de magnitudes puntuales descritas por las correspondientes deltas de Dirac. Si se verifican las condiciones expuestas en el apartado 3.5, pueden sustituirse a ciertos efectos por valores distribuidos en intervalos finitos.

Las acciones incrementales para cada intervalo $(t, t+\delta t)$ genérico son los incrementos correspondientes de las deformaciones impuestas δe_{T1}, δe_{T2}, y de las fuerzas de frenado y arranque, δf_1. En las ecuaciones de equilibrio siguientes se introducen también fuerzas δf_2 en el tablero y δf_3 sobre las pilas, pero normalmente se tomarán con valores nulos.

2.3. Ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad, constitutivas.

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$g_i + \frac{\partial N_i}{\partial x} = 0 \quad 1 \le i \le 2 \tag{2}$$

$$g_3 = 0 \tag{3}$$

donde:

$g_1 = f_1 - r_1$

$g_2 = f_2 + r_1 - r_2$

$g_3 = f_3 + r_2 - v_3$

Las ecuaciones de compatibilidad duales de dichas ecuaciones de equilibrio se han escrito anteriormente al introducir las deformaciones de los diferentes elementos:

$$\varepsilon_i = \frac{\partial u_i}{\partial x} \quad 1 \le i \le 2 \tag{4}$$

donde:

$e_1 = u_1 - u_2$

$e_2 = u_2 - u_3$

$e_3 = u_3$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Con esta definición de las deformaciones se cumple el principio de los trabajos virtuales:

$$\int_0^L \left[\sum_{i=1}^{2} \left(g_i + \frac{\partial N_i}{\partial x} \right) u_i + g_3 u_3 \right] dx \equiv 0 \quad \Leftrightarrow$$
$$\int_0^L \left(\sum_{i=1}^{3} f_i u_i \right) dx + \left(\sum_{i=1}^{2} N_i u_i \right)_{x=L} - \left(\sum_{i=1}^{2} N_i u_i \right)_{x=0} \equiv$$
$$\equiv \int_0^L \left(\sum_{i=1}^{2} N_i \varepsilon_i + \sum_{j=1}^{2} r_j e_j + v_3 e_3 \right) dx \qquad (5)$$

lo cual permite formular el MEF sin más que adoptar un criterio apropiado de interpolación de los desplazamientos $u_1(x)$ y $u_2(x)$ en cada intervalo. Otra alternativa para la resolución numérica del problema es el planteamiento en diferencias finitas de las ecuaciones diferenciales que se deducen posteriormente. En el apartado 5 se opta por este segundo planteamiento por ser más sencilla su implementación en una hoja de cálculo convencional.

Si las ecuaciones constitutivas se formulan incrementalmente, se llega al siguiente sistema de ecuaciones:

$$\frac{\partial \left[D_1 \left(\frac{\partial \delta u_1}{\partial x} \right) \right]}{\partial x} - \frac{\partial \left(D_1 \delta \varepsilon_{T1} \right)}{\partial x} + \delta f_1 - R_1 (\delta u_1 - \delta u_2) = 0 \qquad (6)$$

$$\frac{\partial \left[D_2 \left(\frac{\partial \delta u_2}{\partial x} \right) \right]}{\partial x} - \frac{\partial \left(D_2 \delta \varepsilon_{T2} \right)}{\partial x} + \delta f_2 + R_1 \left(\delta u_1 - \delta u_2 \right) -$$
$$- R_2 \left(\delta u_2 - \delta u_3 \right) = 0 \qquad (7)$$

$$\delta f_3 + R_2 \left(\delta u_2 - \delta u_3 \right) - D_3 \delta u_3 = 0 \qquad (8)$$

donde las incógnitas son las tres funciones $\delta u_i(x)$ correspondientes a cada incremento de carga.

Si es válido operar en variables totales, como, por ejemplo, en los casos tratados en los apartados 3, 4 y 5, se obtienen las ecuaciones siguientes:

$$\frac{d \left[D_1 \left(\frac{du_1}{dx} \right) \right]}{dx} - \frac{d \left(D_1 \varepsilon_{T1} \right)}{dx} + f_1 - R_1 (u_1 - u_2) - r_{p1} = 0 \qquad (9)$$

$$\frac{d \left[D_2 \left(\frac{du_2}{dx} \right) \right]}{dx} - \frac{d \left(D_2 \varepsilon_{T2} \right)}{dx} + f_2 + R_1 (u_1 - u_2) + r_{p1} -$$
$$- R_2 (u_2 - u_3) - r_{p2} = 0 \qquad (10)$$

$$f_3 + R_2 \left(u_2 - u_3 \right) + r_{p2} - D_3 u_3 - v_{p3} = 0 \qquad (11)$$

Si de la última se despeja u_3, se sustituye dicho resultado en la segunda y se observa que $R_2 \cdot r_{p2} = 0$ se obtiene el siguiente sistema de dos ecuaciones diferenciales:

$$\frac{d \left[D_1 \left(\frac{du_1}{dx} \right) \right]}{dx} - \frac{d \left(D_1 \varepsilon_{T1} \right)}{dx} + f_1 - R_1 (u_1 - u_2) - r_{p1} = 0 \qquad (12)$$

$$\frac{d \left[D_2 \left(\frac{du_2}{dx} \right) \right]}{dx} - \frac{d \left(D_2 \varepsilon_{T2} \right)}{dx} + f_2 + R_1 (u_1 - u_2) + r_{p1} +$$
$$+ f_{23} - R_{23} u_2 - r_{p2} = 0 \qquad (13)$$

donde

$$\frac{1}{R_{23}} = \frac{1}{R_2} + \frac{1}{D_3} ; f_{23} = \frac{f_3 - v_{p3}}{1 + D_3 / R_2} \qquad (14)$$

Los signos de r_{p1}, r_{p2} y v_{p3} deben coincidir con los de e_1, e_2 y u_3 respectivamente.

2.4. Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno diferirán lógicamente según las vinculaciones concretas en los extremos $x = 0$ y $x = L$. En los desarrollos posteriores se ha adoptado:

$$x = 0; \qquad u_1 = 0,\ 1 \le i \le 2 \text{ (condiciones de extremo fijo)} \qquad (15)$$

$$x = L: \quad N_i = D_i \left(\frac{du_i}{dx} - \varepsilon_{Ti} \right) = 0, \text{ es decir, } \frac{du_i}{dx} =$$
$$= \varepsilon_{Ti}, 1 \le i \le 2 \text{ (condiciones de extremo libre)} \qquad (16)$$

donde se supone $N_{pi} = 0$, es decir un comportamiento lineal de carriles y tablero.

En este trabajo, orientado básicamente a los tableros de longitud importante, se supondrá siempre la existencia de un extremo del tablero anclado a un estribo o a una pila intermedia de gran rigidez. Este punto se toma como origen de abscisas, $x = 0$. Salvo aparición de esfuerzos axiles en los carriles que excedan los límites normativos, no tendrá sentido ubicar en dicho punto un aparato de dilatación de vía

Así, de las condiciones $u_i(0) = 0$ será exacta la relativa al tablero ($i = 2$). Sin embargo, el carril tendrá un desplazamiento no nulo por su continuidad con la vía más allá del tablero, por lo que la condición $u_1(0) = 0$ es sólo una aproximación que se justifica a continuación. En el caso de viaductos largos con un extremo libre en $x = L$, los desplazamientos u_i y desliza-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

mientos e_1 máximos y las zonas de comportamiento no lineal del balasto tienden a ubicarse lógicamente en el entorno de dicho extremo, mientras que en las proximidades del origen $x = 0$ típicamente el balasto estará en régimen lineal, luego $|u_1(0)| \leq |u_2(0)| + |e_1(0)| \leq 0 + e_{e1} = 2$ mm, que es un valor lo suficientemente pequeño frente a los valores máximos típicos de $|u_1(L)|$ como para permitir la simplificación $u_1(0) = 0$. Evidentemente sustituir esta coacción por otra deformable relajará el esfuerzo axil $|N_1(0)|$, luego dicha simplificación sobrevalorará de forma conservadora las solicitaciones de los carriles.

Fijar los dos extremos del tablero generaría esfuerzos prohibitivos debidos a las deformaciones impuestas, por lo cual en el tablero existirá sólo un extremo absolutamente fijo. Pero dejar completamente libre el otro extremo puede ser, en tableros muy largos, incompatible con la limitación normativa de los desplazamientos horizontales debidos a las acciones de frenado y arranque, ya sea actuando solas o de manera concomitante con las deformaciones impuestas (en tal caso la limitación mencionada se aplica a la variación de los desplazamientos horizontales antes y después de la aparición de las fuerzas citadas). Entonces puede ser necesario introducir un dispositivo de bloqueo de los desplazamientos rápidamente variables, que permita no obstante las deformaciones de origen térmico y reológico. Este tipo de condiciones de extremo requieren modificaciones apropiadas de las anteriormente formuladas para el extremo $x = L$, que no llegan a desarrollarse explícitamente en este trabajo.

Por otra parte, la condición de extremo libre en la vía en $x = L$, exige la disposición de un aparato de dilatación, desaconsejado por la propia IAPF-07 [1], pero obviar su disposición no resulta admisible salvo en tableros cortos. Modificar la correspondiente condición de contorno en el algoritmo del apartado 5 no plantea especial dificultad. Sin embargo, en el procedimiento simplificado del apartado 4 y en el ejemplo correspondiente incluido en el mismo, se ha desarrollado el caso de extremo $x = L$ libre, que parece que debería ser lo estándar en viaductos largos.

De hecho, si bien la Instrucción [1] recomienda evitar los aparatos de dilatación de vía, en el mismo párrafo en el que formula dicha recomendación (final del 2.5.4-b-5 [1]), establece una limitación de la dilatación media diaria del tablero (el subrayado es muy pertinente, porque la exención del artº 2.5.3.1 [1] se refiere, en su caso, a la variación de temperatura en los carriles), prácticamente imposible de cumplir en viaductos continuos de gran longitud, superior a 260 m en el caso de tableros de hormigón y de 217 m para tableros metálicos o mixtos (el artículo citado especifica una determinada velocidad de la variación de la temperatura diaria sólo para los tableros de hormigón y no en el caso tableros metálicos o mixtos; pero dado que la inercia térmica de éstos es menor, no parece que deban considerarse exentos de la limitación normativa mencionada). En tales casos impone la introducción de aparatos de dilatación de vía, que por lo tanto serán entonces imperativos, así como cuando en su ausencia se excedan otros límites de desplazamientos y tensiones especificados por la Instrucción.

Tal como se desprende reiteradamente del contexto, tanto de forma implícita como explícita en el mismo, la discusión anterior se refiere básicamente al caso de viaductos "largos": como orden de magnitud, de cien a mil metros de tablero. Para viaductos donde la estructura sea de menor importancia es obvio que debe estudiarse la alternativa de la posible eliminación completa de los aparatos de dilatación de vía, a la luz de las consideraciones antedichas.

3. SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA CASOS TEÓRICOS SIMPLES

Las soluciones particulares deducidas en los apartados siguientes no son de aplicación directa en el proyecto, pero aportan una comprensión cualitativa del fenómeno que se pierde en los modelos puramente numéricos. Por otra parte fundamentan el procedimiento simplificado desarrollado en el apartado 4, basado en criterios directos de asignación de las distribuciones de rozamientos y validación o corrección posterior de las mismas.

3.1. Solución teórica de interacción completa vía-tablero

Hipótesis adoptadas en este apartado:

a) Deformaciones e_1 nulas, es decir, $u_1 = u_2 = u_{tot}$

b) Carriles y tablero en régimen lineal, con D_1 y D_2 constantes en toda la longitud.

c) Deformaciones impuestas ε_{T1} y ε_{T2} asimismo constantes $\forall x$

d) Condiciones de contorno:
$$u_1(0) = 0 = u_2(0) \qquad N_1(L) = 0 = N_2(L) \tag{17}$$

e) Reacciones $r_2(x)$ estimadas o conocidas; el caso de apoyos de neopreno requiere un estudio particular según el apartado 3.6; la asignación de $r_2(x)$ en el caso de apoyos tipo POT es mucho más simple y se expone en el apartado 3.7.

Sumando las ecuaciones de equilibrio, $f_1 - r_1 + dN_1/dx = 0$, $f_2 + r_1 - r_2 + dN_2/dx = 0$, con $f_2 = 0$, se obtiene:

$$g_{tot} + \frac{dN_{tot}}{dx} = 0 \qquad N_{tot} = N_1 + N_2 \qquad g_{tot} = f_1 - r_2 \tag{18}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En virtud de la hipótesis e) y de las condiciones de contorno d) se obtiene la expresión explícita siguiente:

$$N_{tot}(x) = \int_x^L g_{tot}(x')dx' \tag{19}$$

Por otra parte, $u_1 = u_2 \Rightarrow \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon = du_{tot}/dx$, y por lo tanto:

$$N_1 = D_1 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{T1}) \qquad N_2 = D_2 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{T2}) \tag{20}$$

$$N_{tot} = D_{tot} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{Tmed}) \qquad D_{tot} = D_1 + D_2 \tag{21}$$

$$\varepsilon_{Tmed} = \rho_1 \varepsilon_{T1} + \rho_2 \varepsilon_{T2} \qquad \rho_i = \frac{D_i}{D_{tot}} \qquad \rho_1 + \rho_2 = 1 \tag{22}$$

Luego:

$$\varepsilon = \varepsilon_{Tmed} + \frac{N_{tot}}{D_{tot}} \qquad u_{tot}(x) = \int_0^x \left(\varepsilon_{Tmed} + \frac{N_{tot}}{D_{tot}} \right) dx' \tag{23}$$

$$N_1 = \rho_1 N_{tot} - N_T \qquad N_2 = \rho_2 N_{tot} + N_T \tag{24}$$

$$N_T = \rho_1 \rho_2 D_{tot} \varepsilon_T \qquad \varepsilon_T = \varepsilon_{T1} - \varepsilon_{T2} \tag{25}$$

Lo anterior proporciona una solución teórica explícita de los movimientos y axiles de carriles y tablero, donde todavía no se han considerado las hipótesis $D_i = cte.$, $\varepsilon_{Ti} = cte$. Aplicando ahora estas condiciones, la ecuación $f_1 + dN_1/dx - r_1 = 0$ permite escribir de manera muy simple la siguiente expresión para la distribución de rozamientos $r_1(x)$, que se denomina en lo sucesivo $r_{1,th}(x)$ para destacar su carácter teórico:

$$\begin{aligned} r_{1,th}(x) &= r_{1,f}(x) + N_T \delta_{DIRAC}(x - L) \\ r_{1,f}(x) &= \rho_2 f_1 + \rho_1 r_2 \end{aligned} \tag{26}$$

donde el término $N_T \delta_{DIRAC}(x\text{-}L)$, debido a la diferencia de deformaciones impuestas en carriles y tablero, debe interpretarse como un esfuerzo N_T introducido en el extremo libre en un intervalo de longitud teóricamente nula, lo cual genera localmente $r_{1,th} \to \pm\infty$. Obviamente esta solución no es físicamente posible, pero con transformaciones muy sencillas deducidas en apartados posteriores proporciona en muchos casos una primera aproximación adecuada de la distribución real $r_1(x)$. En cualquier caso, se aprecia la gran incidencia que van a tener las deformaciones impuestas desiguales de carriles y tablero en el entorno de un extremo libre.

Otro aspecto a destacar de esta primera solución teórica, se lee en las expresiones $D_{tot} = D_1 + D_2$, $N_1 = \rho_1 N_{tot} - N_T$, $N_2 = \rho_2 N_{tot} + N_T$ que indican simplemente que los carriles tienden a integrarse como una sección parcial más del tablero, colaborante con éste, distribuyéndose los esfuerzos conjuntos de manera proporcional a sus rigideces relativas. El balasto actúa como conexión de los carriles al tablero, pero la deformabilidad de esta conexión, que en este apartado se ha supuesto teóricamente nula, lógicamente exigirá correcciones apropiadas de los resultados aquí obtenidos.

3.2. Deformaciones impuestas.

El valor teóricamente infinito de $r_{1,th}$ en el entorno del extremo libre requiere una clarificación lo más sencilla posible. Conceptualmente puede obtenerse considerando el efecto debido únicamente a las deformaciones impuestas desiguales de carriles y tablero, aunque, debe recordarse que la no linealidad de las ecuaciones que rigen el fenómeno invalida la superposición de efectos debidos a las diferentes causas actuando solas.

Se opera pues con $f_1 = r_2 = 0$. Se mantienen las hipótesis b), c), d) anteriores, pero se revoca la hipótesis a). Las ecuaciones diferenciales generales quedan:

$$D_1 \frac{d^2 u_1}{dx^2} - r_1 = 0 \qquad D_2 \frac{d^2 u_2}{dx^2} + r_1 = 0 \tag{27}$$

siendo:

$r_i = R_1 e_1 + r_{p1} \qquad e_1 = u_1 - u_2$

Y las condiciones de contorno son:

$$x = 0 : u_i = 0 \;\; 1 \le i \le 2 \qquad x = L : \frac{du_i}{dx} = \varepsilon_{Ti}, 1 \le i \le 2 \tag{28}$$

De manera trivial se deduce:

$$\rho_1 \rho_2 D_{tot} \frac{d^2 e_1}{dx^2} - r_1 = 0 \quad e_1 = 0 \text{ para } x = 0 \tag{29}$$

$$\frac{de_1}{dx} = \varepsilon_T = \varepsilon_{T1} - \varepsilon_{T2} \text{ para } x\text{=L} \tag{30}$$

Suponiendo que el rozamiento r_1 en el extremo del tablero alcanza el umbral plástico, se distinguen dos regímenes:

A) Zona con rozamiento en fase lineal, $r_1 = R_1 e_1$:

$$0 < x < L - L_r : \frac{d^2 e_1}{dx^2} - \frac{e_1}{\lambda^2} = 0 \quad \lambda = \sqrt{\frac{\rho_1 \rho_2 D_{tot}}{R_1}} = \sqrt{\frac{\rho_2 D_1}{R_1}} = \text{ longitud característica} \tag{31}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

B) Zona con rozamiento en fase no lineal, $r_1 = r_{p1}$, donde a r_{p1} debe asignársele el mismo signo que a e_1:

$$L - L_r < x < L : \frac{d^2 e_1}{dx^2} = \frac{r_{p1}}{\rho_1 \rho_2 D_{tot}} \tag{32}$$

En la abscisa $x = L\text{-}L_r$ se deben imponer las condiciones de continuidad de e_1 y de_1/dx. La solución se facilita notablemente si $\lambda << L\text{-}L_r$, lo cual se supondrá en lo sucesivo. Para simplificar las expresiones siguientes, se suponen además positivas las magnitudes $\varepsilon_T = \varepsilon_{T1}\text{-}\varepsilon_{T2}$, $e_1 = u_1\text{-}u_2$, r_1, r_{p1}, $N_T = \rho_1\rho_2 D_{tot}\varepsilon_T$:

$$N_T = (\lambda + L_r) r_{p1} \qquad \text{es decir: } L_r = \frac{N_T}{r_{p1}} - \lambda \tag{33}$$

$$\text{Para } L - L_r < x < L : \quad r_1 = r_{p1} \tag{34}$$

$$\text{Para } 0 < x < L - L_r : \quad r_1 \approx r_{p1} e^{\frac{-x'}{\lambda}} \quad \text{siendo } x' = L - L_r - x \tag{35}$$

$$\int_0^{L-L_r} r_1 \, dx \approx \int_0^{\infty} r_1 \, dx' = \lambda r_{p1}$$

De nuevo esta solución tiene una sencilla interpretación física: el rozamiento r_1 en la zona A equilibra una parte del esfuerzo axil N_T, dada por λr_{p1}; la diferencia N_T - $r_{p1}\lambda$ es absorbida en la zona B, donde el rozamiento es constante y por lo tanto su resultante vale $r_{p1}L_r$; así pues la longitud L_r debe ser igual a N_T/r_{p1} - λ. En la zona A el rozamiento decae exponencialmente al alejarse del punto de separación de ambas zonas; de manera aproximada, dicha distribución exponencial puede sustituirse por una ley triangular de altura r_{p1} y base 2λ, con resultante igual a la de la distribución exponencial, o por una ley rectangular de base 2λ y altura $r_{p1}/2$, también con la misma resultante λr_{p1} (la idoneidad de una u otra se discute en el apartado 3.3).

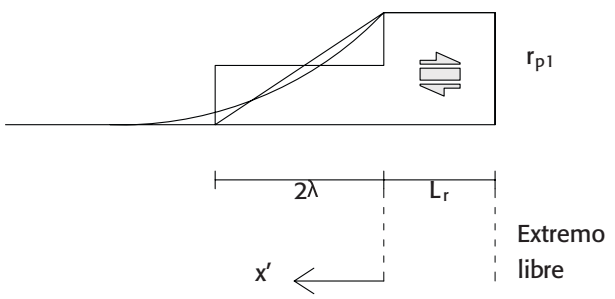


Figura 2. Rozamientos en el balasto debidos a deformaciones impuestas desiguales en carriles y tablero

La solución obtenida en este apartado proporciona además el siguiente valor del deslizamiento entre carriles y tablero en la junta extrema, para $|w| > 1$:

$$e_1(L) = e_{e1} \cdot \frac{1}{2}\left(1 + \omega^2\right) \qquad \text{siendo:}$$

$$e_{e1} = \frac{r_{p1}}{R_1} = \pm 2mm \qquad \omega = \frac{N_T}{r_{p1}\lambda} = \frac{\lambda \varepsilon_T}{e_{e1}} \qquad \varepsilon_T = \varepsilon_{T1} - \varepsilon_{T2} \tag{36}$$

expresiones que ponen de manifiesto la dependencia no lineal, rápidamente creciente, de $e_1(L)$ respecto de la diferencia de deformaciones impuestas en los carriles y en el tablero; asimismo, el deslizamiento, es decir, la diferencia de desplazamientos de carriles y tablero, debido a dichas deformaciones impuestas, resulta independiente de la longitud total L, supuesta >> λ.

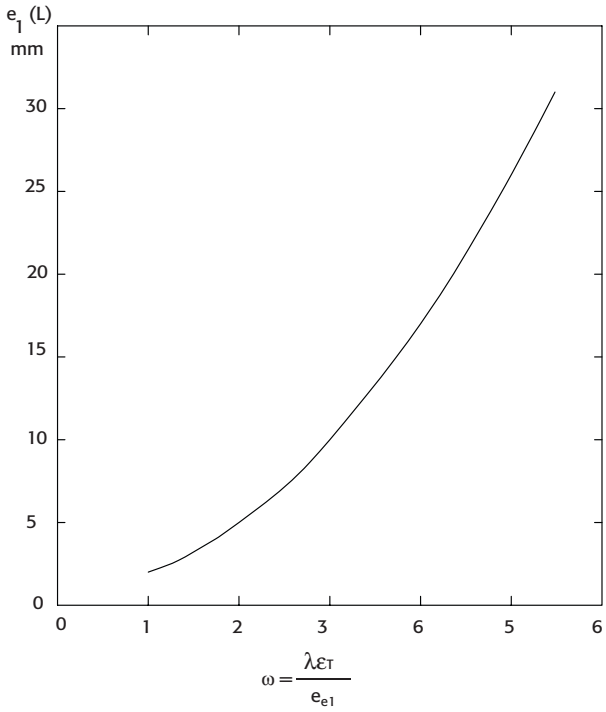


Figura 3. Deslizamientos debidos a deformaciones impuestas desiguales en carriles y tablero

Estos resultados se inscriben dentro del contexto teórico del presente apartado, pero no por ello dejan de ser conceptualmente muy relevantes. La entrada repetitiva en régimen plástico del balasto tiene que ver con el daño acumulado en el mismo, luego valores elevados y reiterados de $|e_1(L)|$ deben asociarse al deterioro progresivo de las zonas afectadas. Si se supone ρ_2 próximo a la unidad (como es habitual), de las variables implicadas en la fórmula teórica anterior, sólo ε_{T2} (deformaciones impuestas en el tablero, de origen térmico más cualesquiera otras acciones) cae dentro del ámbito de decisión del proyectista de la estructura.

3.3. Acciones de frenado y arranque

De nuevo señalando la no validez de la superposición de efectos individuales, se analizan con carácter teórico en este apartado los de las acciones de frenado y arranque, responsables del término primero de la expresión $r_{1,f}(x) = \rho_2 f_1 + \rho_1 r_2$ obtenida en el apartado 3.1. Se opera pues aquí con $\varepsilon_{Ti} = 0$. Para concretar, se supone toda la longitud cargada, y asimismo $r_2 = cte$. Manteniendo la hipótesis b), las ecuaciones diferenciales generales quedan:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$D_1 \frac{d^2u_1}{dx^2} + f_1 - r_1 = 0 \qquad D_2 \frac{d^2u_2}{dx^2} + r_1 - r_2 = 0 \quad \text{siendo:}$$
$$r_1 = R_1 e_1 + r_{p1} \qquad e_1 = u_1 - u_2 \tag{37}$$

Y las condiciones de contorno son:

$$x = 0 : u_i = 0,\ 1 \le i \le 2 \qquad x = L : \frac{du_i}{dx} = 0,\ 1 \le i \le 2 \tag{38}$$

A partir de lo anterior, es inmediato deducir para e_1 la ecuación y condiciones de contorno siguientes:

$$\rho_1 \rho_2 D_{tot} \frac{d^2 e_1}{dx^2} = r_1 - r_{1,f} \quad e_1 = 0 \text{ para } x = 0$$
$$\frac{de_1}{dx} = 0 \text{ para } X = L \tag{39}$$

Al estar la vía cargada, normalmente $|r_1|$ no alcanza el límite elástico por lo que $r_1 = R_1 e_1$; entonces, se tiene:

$$\frac{d^2 r_1}{dx^2} = \frac{\left(r_1 - r_{1,f}\right)}{\lambda^2},\ r_i = 0 \text{ para } x = 0;\ \frac{dr_1}{dx} = 0 \text{ para } x = L \tag{40}$$

cuya solución, para $\lambda << L$, es:

$$r_1(x) \approx \left(1 - e^{\frac{-x}{\lambda}}\right) \cdot r_{1,f} \tag{41}$$

Aquí también la interpretación física de la solución obtenida es simple: en ausencia de acciones térmicas y reológicas, el rozamiento en el balasto se rige por la expresión de interacción completa $r_1 \approx r_{1,f}$, salvo perturbaciones localizadas en el extremo coaccionado, que decaen exponencialmente con la misma longitud característica deducida en el apartado anterior.

Tal como se indica en la figura 4, pueden proponerse también en este caso una distribución triangular o una rectangular, ambas en una longitud igual a 2λ para representar aproximadamente esta perturbación de borde. Ninguna altera la resultante de rozamientos r_1 respecto de la ley exponencial, por lo que dejan inalterados los esfuerzos N_i más allá de la zona perturbada. Sin embargo la ley rectangular, además de su mayor sencillez de implementación, tiene la ventaja sobre la distribución triangular de que deja inalterados también e_1 y su derivada en $x = 2\lambda$ con respecto a los límites asintóticos de la solución exponencial ($r_{1,f}/R_1$ y cero, respectivamente). En efecto, tomando:

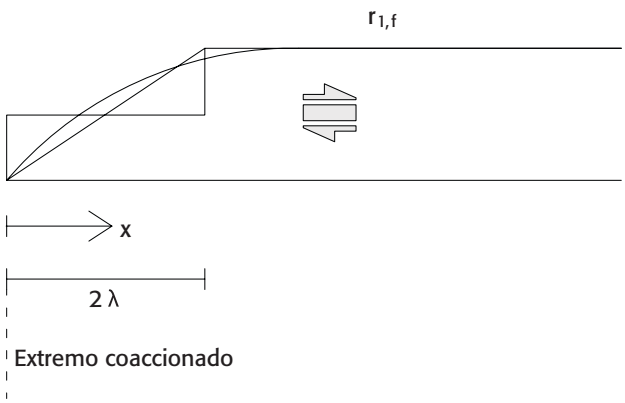


Figura 4. Rozamientos en el balasto debidos a frenado y arranque

$$\rho_1 \rho_2 D_{tot} \frac{d^2 e_1}{dx^2} = r_1 - r_{1,f} = \frac{-r_{1,f}}{2} = cte \quad \text{en } (0, 2\lambda)$$
$$\frac{d^2 e_1}{dx^2} = 0 \quad \text{para } x > 2\lambda \tag{42}$$

con las condiciones $e_1 = 0$ para $x = 0$ y $de_1/dx = 0$ para $x = 2\lambda$, se encuentra

$$e_1(x) = r_{1,f}/R_1 = cte. \ \forall x \ge 2\lambda. \tag{43}$$

3.4. Corrección de las longitudes de perturbación

La longitud eficaz correcta de las perturbaciones de borde puede diferir en mayor o menor grado respecto de las longitudes teóricas obtenidas en los apartados precedentes, debido a las hipótesis simplificativas adoptadas para su deducción. Por este motivo se introducen posteriormente unos coeficientes correctores, α, de las longitudes características, λ, que se ajustan iterativamente para satisfacer determinadas condiciones del problema. Este ajuste se realiza de forma sencilla y rápida de manera iterativa, por lo que no vale la pena derivar expresiones auxiliares de dichos coeficientes correctores, pero sí conviene una fundamentación teórica de los mismos.

Para este fin se considera el caso del apartado anterior y se supone, a modo de ejemplo de las diversas incidencias posibles, que el valor de $r_{1,f}$ no sea exactamente el mismo en las cercanías del origen que en las zonas interiores del tablero. Esto podría corresponder, por ejemplo, al caso considerado en el apartado 3.7, pero se introduce aquí con carácter más bien teórico, para comprobar que los efectos de esta situación se pueden corregir sustituyendo la longitud de perturbación 2λ por $2\lambda\alpha$, siendo α un factor que puede ser mayor o menor que la unidad. Sea pues, para $0 < x < 2\lambda$, $r_{1,f}(x) = r_{1,f,0}$ distinto que el valor de $r_{1,f}$ en zonas interiores contiguas del tablero. Tomando no obstante $^1/_2 r_{1,f}$ en $(0, 2\lambda)$ (diagrama rectangular de la figura 4), se tendría $\rho_1\rho_2 D_{tot} d^2e_1/dx^2 = {}^1/_2 r_{1,f} - r_{1,f,0}$ en dicho intervalo, de donde se deduce, junto con las condiciones $e_1(0) = 0$ y $e_1(2\lambda) = r_{1,f}/R_1$: $de_1/dx = [(x/2\lambda)r_{1,f} + (1-x/\lambda)r_{1,f,0}]/R_1\lambda$. Esta expresión toma para $x = 2\lambda$ el valor $(r_{1,f} - r_{1,f,0})/R_1\lambda$, que se anula sólo si $r_{1,f,0} = r_{1,f,}$. Por lo tanto, si $r_{1,f}$ sufre alteraciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

en el intervalo $(0, 2\lambda)$, aunque dichas alteraciones sean pequeñas (por lo expuesto en el siguiente apartado) y en consecuencia también lo sea el error correspondiente en la derivada de_1/dx para $x = 2\lambda$, este error se puede propagar a toda la longitud L, produciendo errores significativos en e_1 en el resto del tablero, que requieren correcciones apropiadas. Éstas pueden introducirse cambiado el intervalo $(0, 2\lambda)$ por $(0, 2\lambda\alpha)$, ya que imponiendo las condiciones $e_1 = r_{1,f}/R_1$ y $de_1/dx = 0$ para $x = 2\lambda\alpha$, se deduce $1/\alpha^2 = 2(r_{1,f,0}/r_{1,f})-1$, luego alteraciones que reduzcan moderadamente $r_{1,f}$ en valor absoluto en el entorno del origen pueden corregirse adoptando valores de α diferentes de la unidad.

3.5. Pilas y apoyos

El rozamiento de interacción completa $r_{1,f}(x) = \rho_2 f_1 + \rho_1 r_2$ depende de las acciones de frenado y arranque, f_1, y de las reacciones de los apoyos, r_2. Si $\rho_1 \to 0$ y $\rho_2 \to 1$, se obtiene el resultado trivial $r_{1,f}(x) \to f_1(x)$, que correspondería al caso de un tablero de rigidez infinita, para el cual $r_{1,f}$ sería independiente de r_2. Lógicamente ésta es una situación límite, pero en general el efecto de r_2 sobre el rozamiento en el balasto está muy atenuado por el factor ρ_1, muy inferior a la unidad. Por este motivo, a efectos de establecer las fuerzas de interacción entre la vía y el tablero, obviar la naturaleza puntual de $r_2(x)$, tomando en su lugar una distribución repartida por unidad de longitud, estará perfectamente justificado siempre que la rigidez del tablero sea suficientemente elevada. Lo mismo se aplica a la magnitud v_3, dado que coincide con r_2 en virtud de la ecuación de equilibrio $f_3+r_2-v_3 = 0$ si no existen acciones exteriores f_3. En tal caso las $\delta_{DIRAC}(x-x_k)$ correspondientes a las magnitudes v_3, D_3, v_{p3} y r_2, R_2, r_{p2}, pueden sustituirse por $1/\Delta x_k$, siendo Δx_k la semisuma de las luces de los vanos adyacentes a cada pila.

Con objeto de cuantificar este criterio simplificado de manera más precisa, basta observar que en las soluciones analíticas anteriores la longitud característica $\lambda = \sqrt{\rho_2 D_1/R_1}$ actúa como factor de escala de longitudes, por lo cual el promedio antedicho será admisible siempre que la parte de la longitud de promedio a cada lado de la pila no supere λ o, a lo sumo, 2λ; tomando el valor menor de ambas cantidades, las longitudes de promedio deberían tomarse con valor igual a:

$$min\ (\Delta x_k,\ 2\lambda)$$

Si el tablero es suficientemente rígido, se tiene, $\lambda \approx \sqrt{D_1/R_1}$ que adopta valores del orden de 20 a 25 m en las zonas de vía descargada, y del orden de 10 m en zonas de vía cargada. Como orden de magnitud, pueden darse pues las cifras de 20 m a 50 m como límites orientativos de las luces de los vanos que permiten adoptar valores uniformemente repartidos de v_3, D_3, v_{p3} y r_2, R_2, r_{p2}, según las hipótesis de carga que resulten más desfavorables.

Sea cual fuere el valor concreto de λ y de las luces de los vanos, la sustitución de dichas magnitudes puntuales por cantidades repartidas, puede admitirse siempre que tal reparto se efectúe sobre intervalos no superiores, como orden de magnitud, al valor de 2λ en cada zona del tablero.

3.6. Apoyos de neopreno

La hipótesis e) es en general de implementación directa para apoyos tipo POT si se aceptan ciertas simplificaciones (apartado 3.7), pero el caso de apoyos de neopreno requiere un estudio particular algo más laborioso. Es importante recordar que, por las razones indicadas en el apartado 2.1, en este trabajo se supone siempre la existencia de un extremo fijo del tablero, que se toma como origen de las coordenadas x.

Aplicando las hipótesis b) y c), y tomando $f_2 = 0 = f_3$, de las ecuaciones:

$$\frac{d\left[D_1\left(\frac{du_1}{dx}\right)\right]}{dx} - \frac{d\left(D_1\varepsilon_{T1}\right)}{dx} + f_1 - R_1(u_1 - u_2) - r_{p1} = 0 \quad (44)$$

$$\frac{d\left[D_2\left(\frac{du_2}{dx}\right)\right]}{dx} - \frac{d\left(D_2\varepsilon_{T2}\right)}{dx} + f_2 - R_1(u_1 - u_2) + r_{p1} - \frac{D_3 u_2 - f_3 + v_{p3}}{1 + \frac{D_3}{R_2}} = 0 \quad (45)$$

se deduce:

$$D_1\frac{d^2u_1}{dx^2} + D_2\frac{d^2u_2}{dx^2} + f_1 - r_2 = 0$$
$$\text{con} \quad r_2 = \frac{D_3 u_2 + v_{p3}}{1 + \frac{D_3}{R_2}} \quad (46)$$

Si las pilas trabajan en régimen lineal ($v_{p3} = 0$), las reacciones de los neoprenos vienen dadas por:

$$r_2 = R_{23}u_2 \qquad \frac{1}{R_{23}} = \frac{1}{R_2} + \frac{1}{D_3} \quad (47)$$

donde $1/R_{23}$ sigue la bien conocida regla de ser la suma de las flexibilidades $1/R_2$ y $1/D_3$, salvo por el hecho de que en este planteamiento todas las rigideces R_2, D_3, R_{23}, lo mismo que las reacciones r_2, están medidas convencionalmente por unidad de longitud del tablero, bien porque sea lícito promediarlas longitudinalmente (apartado 3.5), o bien gracias a su representación mediante suma de deltas de Dirac.

Suponiendo válido dicho promedio longitudinal a efectos de la estimación inicial buscada para r_2, teniendo en cuenta que $D_1 << D_2$ y $u_1 \approx u_2$, en la ecua-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción diferencial anterior se puede reemplazar u_1 por u_2; si R_2 y D_3 se suponen constantes, se llega a la siguiente ecuación directa para $r_2(x)$:

$$\mu^2 \frac{d^2 r_2}{dx^2} - r_2 = -f_1 \qquad \text{siendo:}$$

$$\mu = \sqrt{\frac{D_{tot}}{R_{23}}} \qquad D_{tot} = D_1 + D_2 \tag{48}$$

En el extremo fijo se tendrá $r_2(0) = 0$ como condición de contorno. En cuanto al extremo $x = L$, derivando la expresión de r_2 e introduciendo la condición $du_2/dx = \varepsilon_{T2}$ para $x = L$, se encuentra:

$$\left(\frac{dr_2}{dx}\right)_{x=L} = R_{23}\varepsilon_{T2} \tag{49}$$

De esta manera la determinación preliminar de $r_2(x)$ se resuelve de manera independiente de la de todas las restantes magnitudes del fenómeno, y para ello basta obtener soluciones de una ecuación diferencial lineal, lo que permite superponer los efectos de f_1 y ε_{T2} analizados por separado. Por otra parte, dado que la longitud característica μ adopta valores muy elevados, se obtienen simplificaciones adicionales.

Para ε_{T2} actuando sola, se deduce:

$$r_2(x) = R_{23}\varepsilon_{T2}\mu \cdot \frac{Sh\left(\frac{x}{\mu}\right)}{Ch\left(\frac{L}{\mu}\right)} \tag{50}$$

$$r_2(L) = R_{23}\phi\varepsilon_{T2}L \qquad \phi\left(\frac{L}{\mu}\right) = \left(\frac{\mu}{L}\right) \cdot Th\left(\frac{L}{\mu}\right) \tag{51}$$

$$\frac{r_2(x)}{r_2(L)} = Sh\left(\frac{x}{\mu}\right) / Sh\left(\frac{L}{\mu}\right) \qquad \frac{r_2(x)}{r_2(L)} \approx \frac{x}{L} \tag{52}$$

Es decir, $r_2(x)$ varía entre $r_2(0) = 0$ y $r_2(L) = R_{23}\phi\varepsilon_{T2}L$, siendo ϕ el coeficiente tabulado en la tabla 1.

La aproximación $r_2(x) \approx (x/L) \cdot r_2(L)$ es aceptable para $L < \mu$, lo cual se cumple en muchos casos prácticos. Para $L > \mu$ dicha aproximación sobrevalora $r_2(x)$ en puntos intermedios, tal como muestra el siguiente gráfico (figura 5) correspondiente a $L = 3\mu/2$ (en estos casos se recomienda operar con la expresión de r_2 variable con el seno hiperbólico de x/L):

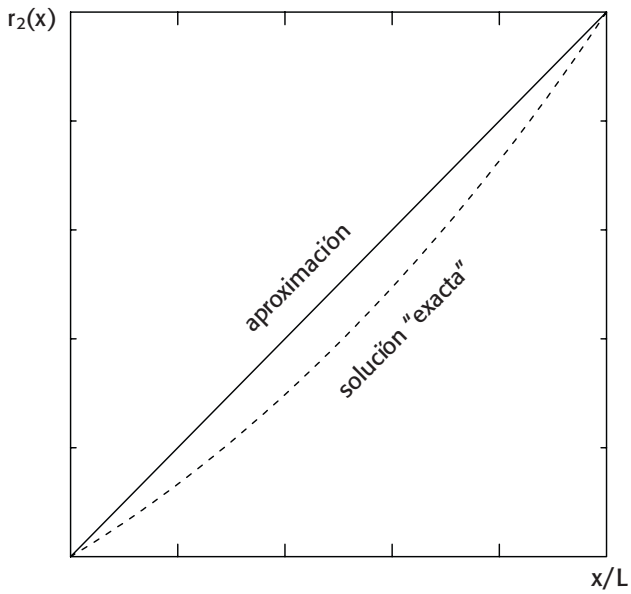


Figura 5. Aproximación de las reacciones en neoprenos debidas a deformaciones impuestas constantes en un tablero de gran longitud

Los valores típicos de μ son tan elevados, que normalmente la aproximación $r_2(x) \approx (x/L) \cdot r_2(L) = R_{23} \cdot \phi \cdot \varepsilon_{T2}x$ será aceptable. Dicha expresión tiene una lectura física obvia: salvo el factor reductor ϕ, típicamente próximo a la unidad, simplemente las reacciones $r_2(x)$ son el producto de la rigidez R_{23} por el desplazamiento longitudinal teórico del tablero $u_{2,th}(x) = \varepsilon_{T2}x$, debido a ε_{T2} con $x = 0$ como punto fijo. Para generalizar este resultado, si los apoyos y/o pilas son variables, bastará obviamente con introducir la correspondiente R_{23} como función de x:

$$r_2(x) = R_{23}(x) \cdot \phi \cdot u_{2,th}(x) \qquad u_{2,th}(x) = \int_0^x \varepsilon_{2,th}(x')dx' \tag{53}$$

$$\varepsilon_{2,th}(x) = \varepsilon_{T2}(x) + \frac{N_{tot,th}(x)}{D_{tot}}$$
$$N_{tot,th}(x) = \int_x^L f_1(x')dx' = F_1(x) \tag{54}$$

donde también se ha incluido la posible variabilidad de ε_{T2} a lo largo del tablero y el efecto de las acciones de frenado y arranque, f_1. Para comprobar la validez de este criterio en un caso concreto, se considera seguidamente la fuerza f_1 actuando sola, con valor constante en todo el tablero, cuya solución exacta es:

$$r_2(x) = f_1 \cdot \left[1 - Ch\left(\frac{x}{\mu}\right) + Sh\left(\frac{x}{\mu}\right)Th\left(\frac{L}{\mu}\right)\right] \tag{55}$$

Si $f_1 = cte$, el esfuerzo axil teórico $N_{tot,th}(x)$ es igual a $f_1 \cdot (L-x)$, y el desplazamiento correspondiente es

Tabla 1. Coeficiente reductor de las reacciones de neoprenos

L/μ	→ 0	0,250	0,500	0,750	1,000	1,250	1,500	1,750	2,000	> 2
ϕ	1,000	0,980	0,924	0,847	0,762	0,679	0,603	0,538	0,482	≈ μ/L

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$u_{2,th}(x) = (f_1/D_{tot})(L\text{-}x/2)x$, luego debería ser $r_2(x) \approx \phi \cdot (f_1/\mu^2)(L\text{-}x/2)x$. Ambos resultados se comparan gráficamente en la figura 6, en la cual se ha adoptado $L = \mu$, que puede considerarse un límite razonable para la aproximación propuesta a efectos de la estimación de las reacciones en apoyos de neopreno.

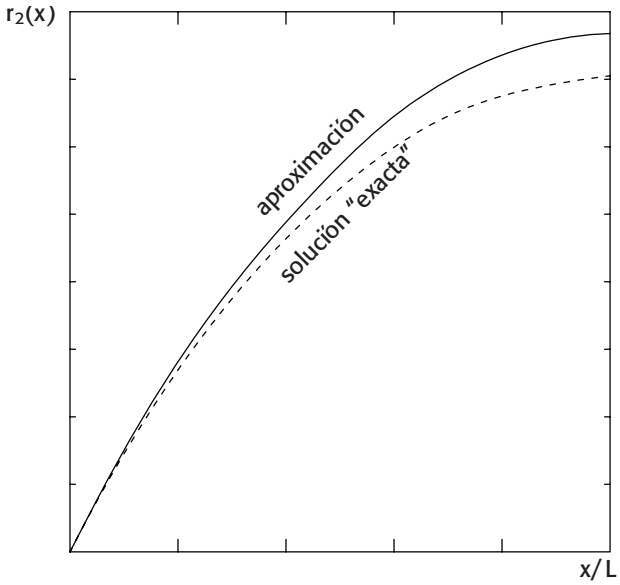


Figura 6. Aproximación de las reacciones de neoprenos debidas a acciones de frenado y arranque uniformes

3.7. Apoyos "POT"

Introduciendo una pequeña holgura teórica e_{e2} (según lo indicado en el apartado 2), se adopta $r_2 = 0$ en las zonas con $|e_2| \le e_{e2}$ y $r_2 = r_{p2}$ en el resto del tablero, donde el signo de r_{p2} debe ser igual al de $e_2 = u_2\text{-}u_3$. A efectos de la estimación inicial de r_2, basta determinar la abscisa de corte $x_{r2} = L\text{-}L_{r2}$ en la que $|e_2| = e_{e2}$ y luego adoptar $r_2 = 0$ *para* $0 \le x \le x_{r2}$, $r_2 = r_{p2}$ para $x_{r2} < x \le L$. Dicha abscisa de corte viene dada aproximadamente por:

$$x_{r2} \approx x_{r2,ap} = \frac{\mu^2}{a-L} \qquad \text{con} \qquad a = \frac{F_1(0) + D_{tot}\varepsilon_{T2}}{r_{p2}} \tag{56}$$

en donde de nuevo aparece la longitud característica $\mu = \sqrt{(D_{tot}/R_{23})}$, siendo $1/R_{23} = 1/R_2+1/D_3 = e_{e2}/r_{p2} +1/D_3$. Normalmente basta con dicha estimación aproximada de la abscisa de corte x_{r2}, la cual se ajusta después anulando valores de r_2 en los intervalos correspondientes de la hoja de cálculo que se define en el apartado siguiente.

Para simplificar la deducción de la expresión anterior, seguidamente las magnitudes r_{p2} y e_2 se supondrán positivas, así como también f_1 y ε_{T2}. La ecuación de equilibrio $g_{tot}+dN_{tot}/dx = 0$, donde $N_{tot} = N_1+N_2$ (= 0 para $x = L$) y $g_{tot} = f_1\text{-}r_2$, proporciona, para $0 \le x \le x_{r2}$, $N_{tot}(x) = F_1(x)\text{-}r_{p2}L_{r2}$ con $F_1(x) = \int_x^L f_1(x')dx'$. En función de $N_{tot}(x)$ se puede calcular el desplazamiento $u_{2,th}(x)$ en el mismo intervalo: $u_{2,th}(x) = \int_0^x \varepsilon_{2,th}(x')dx'$, siendo $\varepsilon_{2,th}(x) = \varepsilon_{T2}(x)+N_{tot}(x)/D_{tot}$, con $D_{tot} = D_1+D_2$. Si las pilas trabajan en régimen lineal, $v_{p3} = 0$, la condición que determina x_{r2} es:

$$u_{2,th}(x_{r2}) - \frac{r_{p2}}{D_3} = e_{e2} \tag{57}$$

Normalmente el intervalo $(0, x_{r2})$ es relativamente pequeño y se puede suponer $\varepsilon_{2,th}(x) \approx \varepsilon_{2,th}(0)$ en su interior. En tal caso, se deduce $x_{r2} \approx \mu^2/(a\text{-}L_{r2}) \approx \mu^2/(a\text{-}L) = x_{r2,ap}$, que es la abscisa de corte aproximada propuesta. Si el intervalo $(0, x_{r2})$ no fuera pequeño, pero con $f_1 = cte.$ en su interior, debería sustituirse en las fórmulas anteriores $F_1(0)$ por $F_1(x_{r2}/2)$; así se obtiene para x_{r2} la ecuación de 2º grado $(1\text{-}f_1/2r_{p2})x_{r2}^2+(a\text{-}L)x_{r2}\text{-}\mu^2 = 0$, de donde:

$$x_{r2} = \frac{x_{r2,ap}}{\gamma} \qquad \gamma = \frac{1}{2}\left\{1 + \left[1 + 4\left(\frac{1-f_1}{2r_{p2}}\right)\frac{x_{r2,ap}}{a-L}\right]^{\frac{1}{2}}\right\} \tag{57}$$

4. PROCEDIMIENTO PARA SU IMPLEMENTACIÓN EN UNA HOJA DE CÁLCULO

Si se supone conocida la distribución de rozamientos en el balasto y de reacciones horizontales de los apoyos, el problema queda estáticamente determinado: la aplicación de las expresiones resultantes (Tablas 2 y 3) es muy simple e idónea para su implementación elemental en una hoja de cálculo.

Esta solución está supeditada a la verificación de las condiciones recogidas en la Tabla 4, lo que puede requerir ajustes de las distribuciones inicialmente asignadas. Normalmente estas correcciones son mínimas si se parte de las distribuciones aproximadas indicadas en el apartado 4.2, y en su caso tales correcciones se efectúan de manera muy rápida sobre la propia hoja de cálculo.

Las condiciones de contorno adoptadas son las indicados en el apartado 2.1; el caso de ausencia de apoyo de dilatación en la vía en el extremo $x = L$ se resuelve análogamente, asignando valor no nulo a la incógnita hiperestática, $N_1(L)$, que se ajusta simplemente por tanteos sobre la propia hoja de cálculo.

Por las razones expuestas en el apartado 1, debe considerarse que este ejemplo tiene carácter teórico, enfocado a la clarificación de diversos aspectos de la puesta en práctica del procedimiento simplificado de análisis y no a derivar conclusiones ni recomendaciones de proyecto.

4.1. Determinación de solicitaciones y movimientos en función de la distribución de rozamientos y de reacciones de apoyos

En la figura 7 se indica la discretización espacial adoptada, que no es preciso que sea particularmente fina en las zonas de interacción completa. En las zonas de per-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

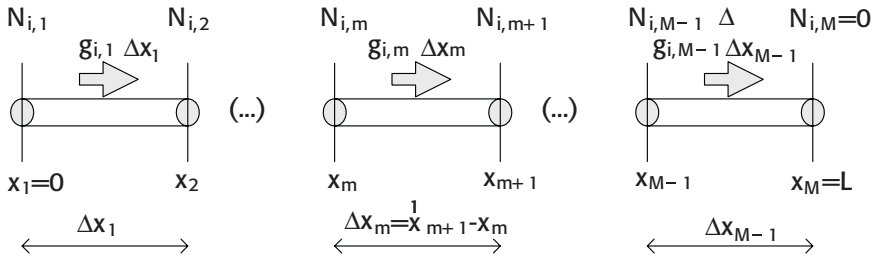


Figura 7. Discretización longitudinal

turbación de ésta, conviene operar con incrementos del orden de la longitud característica λ, o a lo sumo dos veces la misma. Los intervalos con rozamiento no lineal, L_r, pueden modelizarse con un único incremento. En el resto del tablero conviene que los nudos $\{X_m \mid 1 \leq m \leq M\}$ incluyan todos los puntos de apoyo, $\{x_k \mid 1 \leq k \leq n_3\} \subset \{X_m \mid 1 \leq m \leq M\}$, pero esto no es realmente necesario cuando se verifiquen las condiciones indicadas en el apartado 3.5. No es preciso que los nudos estén equiespaciados, lo cual permite ajustar determinados valores de X_m según mejor convenga para cada hipótesis de carga. El primer nudo es $X_1 = 0$ y el último es $X_M = L$, que en esta formulación se suponen coaccionado y libre, respectivamente.

Las fuerzas $g_{i,m}\Delta X_m$ son las resultantes correspondientes a cada intervalo ΔX_m, siendo $g_1 = f_1 - r_1$ y $g_2 = f_2 + r_1 - r_2 = r_1 - r_2$. Los esfuerzos $N_{i,m}$ se calculan en los puntos señalados en la figura 7, simplemente acumulando dichas fuerzas desde el extremo $x = L$ hacia atrás.

Tabla 2. Cálculo de solicitaciones

$N_{i,m} = N_{i,m+1} + g_{i,m}\Delta X_m$	$m = M\text{-}1, M\text{-}2, \ldots 1,$ partiendo de $N_{i,M} = 0$	$1 \leq i \leq 2$
$v_{3,m} = r_{2,m}$	$m = 1, 2, \ldots M$	

Suponiendo que dentro de cada intervalo ΔX_m las deformaciones impuestas ε_{Ti} son constantes y los esfuerzos axiles N_i varían linealmente, se tiene:

Tabla 3. Cálculo de deformaciones y movimientos

$\varepsilon_{i,m} = \varepsilon_{T,i,m} + {}^1/_2(N_{i,m} + N_{i,m+1})/D_{i,m}$	$m = 1, 2, \ldots M\text{-}1$	$1 \leq i \leq 2$
$u_{i,m} = u_{i,m-1} + \varepsilon_{i,m-1}\Delta X_{m-1}$	$m = 2, 3, \ldots, M,$ partiendo *de* $u_{i,1} = 0$	$1 \leq i \leq 2$
$u_{3m} = e_{3,m} = (v_{3,m} - v_{p3,m})/D_{3,m}$	$m = 1, 2, \ldots M$	
$e_{i,m} = u_{i,m} - u_{i+1,m}$	$m = 1, 2, \ldots M$	$1 \leq i \leq 2$

La validación de la solución obtenida viene condicionada al cumplimiento razonablemente aproximado de las condiciones siguientes:

Tabla 4. Condiciones

$\lvert e_j \rvert \geq e_{ej}$ y $r_j = r_{pj}$ en las zonas en fase no lineal, $R_j = 0$	$1 \leq j \leq 2$
$e_j \approx r_j/R_j$ en las zonas en fase lineal	$1 \leq j \leq 2$
$r_j e_j \geq 0$ en todas ellas	$1 \leq j \leq 2$

4.2. Asignación de rozamientos en el balasto y de reacciones de apoyos

Se transforma el rozamiento de interacción completa:

$$r_{1,f}(x) = \rho_2 f_1(x) + \rho_1 r_2(x) \tag{59}$$

que se supone inferior, en valor absoluto, al límite de la fase lineal. Se modifica en primer lugar un intervalo de longitud 2λ contiguo al extremo fijo, en el cual se adopta una ley rectangular de altura $r_{1,f}(0)/2$.

A continuación el esfuerzo N_T localizado en el extremo libre se reemplaza en primera instancia por una ley triangular de altura N_T/λ y longitud 2λ y se suma a la función $r_1(x)$ anteriormente obtenida.

Si $\lvert r_1(L) \rvert$ supera el límite lineal, se sustituye localmente $r_1(x)$ por la unión de un rectángulo de altura r_{p1} y base:

$$L_r = \frac{\lvert N_T \rvert}{\lvert r_{p1} \rvert - \lvert r_{1,f}(L) \rvert} - \lambda \tag{60}$$

y un rectángulo de base 2λ, de tal manera que el área rayada en la figura 8 sea igual a N_T.

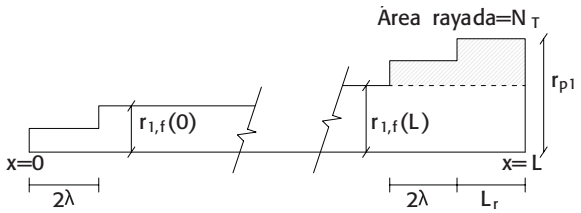


Figura 8. Asignación inicial de rozamientos en el balasto

Para la asignación inicial de $r_2(x)$ se aplican los criterios expuestos en los apartados 3.6 y 3.7

Posteriormente se aplica la solución de solicitaciones y movimientos totales de las Tablas 1 y 2. La validación de la solución obtenida viene condicionada al cumplimiento razonablemente aproximado de las condiciones de la Tabla 3. En caso necesario deben efectuarse correcciones de las longitudes de los intervalos 2λ, x_{r2}, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.3. Ejemplo numérico

La explicación detallada de un ejemplo numérico puede resultar prolija e innecesaria desde el punto de vista científico; pero se considera de enorme utilidad para el ingeniero que opte por ensayar el procedimiento descrito en este apartado mediante una simple hoja de cálculo. Muestra, además, cómo mediante unas herramientas informáticas elementales es posible aprehender las variables esenciales del problema.

Sea un tablero de 8 vanos continuos de 50 m de luz, con los datos D_1, D_2, D_3, ε_{T1}, ε_{T2}, e_e, $|r_{p1}|$ y $|r_{p2}|$ que se indican numéricamente en la cabecera de la propia hoja de cálculo (Tabla 5). Para simplificar el ejemplo, los valores de ε_{T2} se han tomado constantes en toda la longitud, cuando por incluir otras deformaciones unitarias además de las térmicas, normalmente dichos datos serán variables en los diferentes Δx en que se discretiza el tablero; en tal caso bastará definirlos en una fila adicional debajo de la que contiene dichos Δx. Otro tanto cabe decir de los datos D_2, D_3 y $|r_{p2}|$, que también, en caso de ser variables, simplemente requerirán su asignación en filas adicionales de la hoja de cálculo.

Tabla 5. Cabecera del ejemplo

λ (m)	400
D_1 (kN)	6456240
D_2 (kN)	144088850
D_{tot} (kN)	150545090
D_3 (kN/m^2)	2660
ε_{T1}	-0,00018000
ε_{T2}	-0,00046311
ρ_1	0,043
ρ_2	0,957
N_T	1749
e_e (mm)	2
$\lvert r_{p1}\rvert$ (kN/m)	120,0
λ (m)	10,1
$\lvert r_{p1}\rvert$ (kN/m)	24,00
λ (m)	22,7
$\lvert r_{p2}\rvert$ (kN/m)	10,3
μ (m)	293
a (m)	5947
x_{r2} (m)	15,5
L_r (m)	51,6

Los valores D_{tot}, ρ_1, ρ_2, N_T, λ, μ, $|a|$, x_{r2} y L_r los genera la propia hoja, simplemente incluyendo en sus celdas las fórmulas correspondientes tomadas de los apartados previos de este trabajo. Existen dos valores de $|r_{p1}|$ y por lo tanto dos de λ, uno para vía cargada y otro para vía descargada.

Para no aumentar el ancho de la hoja de cálculo más allá de los límites de una página de texto, se ha operado con $\Delta x = 25$ m, pero obviamente reducir este intervalo no plantea ninguna dificultad, ya que todas las columnas "se copian y pegan" de las anteriores, con actuaciones manuales posteriores (celdas sombreadas) que se explican luego.

La fila de valores de x se ha generado copiándola de la fila auxiliar superior, la cual previamente se ha obtenido copiando cada celda de la anterior más el incremento de 25 m. Posteriormente se cambian algunos valores de x. Los Δx se calculan a partir de los de x, de manera que se actualicen automáticamente. Debajo de la fila auxiliar se incluyen unos coeficientes correctores, α, cuyo significado se aclara luego.

La fila que contiene los valores f_1 debe asignarse manualmente en valor y signo, según la extensión de la zona cargada y el signo de las fuerzas. Todos los signos siguen el convenio señalado en la figura 1.

La fila que contiene los valores r_2 se ha tomado igual a $-|r_{p2}|$, excepto en las primeras celdas afectadas por x_{r2}, que podría despreciarse por su pequeña magnitud, pero aquí se ha optado por corregir del valor de r_2 multiplicándolo por la fracción del intervalo Δx no contenida en $(0, x_{r2})$. El signo de r_2 viene dictado en este caso por el de ε_{T2}, debido a su elevado valor absoluto frente a ε_{T1}.

La fila con r_1 es generada por la propia hoja con la fórmula $r_{1,f}(x) = \rho_2 f_1(x) + \rho_1 r_2(x)$, y posteriormente se corrigen las casillas sombreadas, siguiendo las indicaciones del apartado 4.1.

La primera abscisa, x, no nula se cambia por 2λ, tomando el valor de λ correspondiente a vía cargada, por ser éste el caso, pero multiplicado por el coeficiente corrector situado en la celda inmediatamente superior, que inicialmente vale 1. El valor de r_1 en la celda correspondiente se divide por 2: esto aproxima la perturbación debida al extremo fijo ($x = 0$).

En la cabecera se ha incluido una celda con la fórmula $L_r = |N_T|/[|r_{p1}| - |r_{1,f}(L)|] - \lambda$, donde en este caso se entra con el valor de λ para viga descargada, dado que en el extremo libre no se han aplicado cargas f_1; en cuanto al valor de $r_{1,f}$, se ha tomado el de la fila r_1 para la x antepenúltima, puesto que las dos siguiente se van a corregir con valores distintos de los $r_{1,f}$ inicialmente asignados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El valor de L_r se sustrae de la última celda de abscisas x, y el resultado se asigna a la penúltima. La antepenúltima se toma igual a ésta, menos 2λ (tomando el valor de λ correspondiente a vía descargada), multiplicando también aquí 2λ por el coeficiente corrector situado en la celda inmediatamente superior (que inicialmente vale la unidad). Si se invaden los intervalos adyacentes, se corrigen manualmente los valores de x necesarios para que todos los Δx queden no negativos (pero pueden ser nulos).

El último valor de la fila r_1 se toma igual a $+|r_{p1}|$, cuyo signo debe ser positivo ya que con los datos considerados de ε_{T1} y ε_{T2}, el tablero se acorta más que la vía. El penúltimo r_1 se iguala a la semisuma de los adyacentes.

Las filas g_1 y g_2 contienen respectivamente las fórmulas f_1-r_1 y r_1-r_2, con lo cual se generan automáticamente a partir de las filas anteriores.

La fila N_1 se genera asimismo automáticamente, poniendo cero en la última celda (extremo libre), definiendo la penúltima igual a última más el producto de las celdas g_1 e Δx de la última columna; después se "copia y pega" la penúltima celda N_1 a todas las de la misma fila situadas a su izquierda.

Análogamente se obtiene la fila N_2 a partir de g_2 e Δx. O bien, de manera aún más rápida, si en la fila de N_1 los Δx se preceden de \$ (referencias absolutas), entonces se puede "copiar y pegar" toda la fila N_2 a partir de la N_1. Así pues, toda la hoja de cálculo está estructurada según los familiares cánones del "copiar y pegar" de la nueva cultura globalizada.

Para generar las filas u_i ($i = 1, 2$), se parte de cero en la primera celda (extremo fijo) y cada celda se obtiene a partir de la anterior sumándole $1000\varepsilon_i\Delta x$ (el factor 1000 es para obtener resultados en mm), siendo $\varepsilon_i = \varepsilon_{Ti} + \overline{N}_i/D_i$, donde $\overline{N}_i$ es la semisuma de los valores de N_i de la misma columna y de la precedente. Para "copiar y pegar", no hay que olvidar poner dobles referencias absolutas en los valores de ε_{Ti} y D_i.

Los valores de u_3 se generan simplemente dividiendo las celdas r_2 por D_3, con un factor 1000 para obtener valores en mm. Las últimas cuatro filas son de obtención trivial.

Según se ha indicado, los coeficientes correctores inicialmente se toman iguales a la unidad. Por las diversas simplificaciones efectuadas, normalmente no se cumplirán exactamente todas las condiciones de validez de la Tabla 3. En este caso ha sido preciso actuar sobre el primero de ambos coeficientes para verificar dichas condiciones, aumentándolo a 2,1 (lo cual en realidad supone modificar la distribución de r_1 en un 5,6% de la longitud total del tablero), y en menor grado sobre el segundo coeficiente corrector.

Con los coeficientes correctores iniciales y finales, las diferencias de los $|N_i|$ máximos de este ejemplo no superan el 2%, y tampoco las de los $|u_i|$ máximos. Sin embargo el valor de $|e_1(L)|$ varía significativamente (un 39 % en este caso).

Se reitera el carácter teórico de este ejemplo, cuyo objeto es el de aclarar cuestiones relativas al análisis propiamente dicho del fenómeno, en un caso que reúne aspectos varios del mismo, sin pretender extraer recomendaciones de proyecto.

5. EJEMPLOS RESUELTOS POR DIFERENCIAS FINITAS

El último sistema de ecuaciones obtenido en el apartado 2 se puede aproximar mediante un esquema en diferencias finitas. Esto da lugar, para las condiciones de contorno indicadas en el apartado 2.1, a un sistema de $2M$ ecuaciones e incógnitas (M=número de nodos). La rapidez con la que converge el algoritmo (los ejemplos que se exponen a continuación lo hacen en no más de 6 iteraciones) junto con la rapidez con la que se calcula cada iteración (consecuencia del exiguo "ancho de banda" del sistema de ecuaciones) permite realizar una "discretización fina" del sistema con un espaciado constante. Así, los operadoradores d/dx y d^2/dx^2 se sustituyen por :

$$\frac{dy(x)}{dx} = \alpha_a \cdot y(x-a) + \alpha_0 \cdot y(x) + \alpha_b \cdot y(x+b) \qquad (61)$$

$$\text{con } a = b = \Delta x \;\; \alpha_a = -\frac{1}{2\Delta x} \;\; \alpha_0 = 0 \;\; \alpha_b = \frac{1}{2\Delta x} \qquad (62)$$

$$\frac{d^2y(x)}{dx^2} = \beta_a \cdot y(x-a) + \beta_0 \cdot y(x) + \beta_b \cdot y(x+b) \qquad (63)$$

$$\text{con } a = b = \Delta x \;\; \beta_a = \frac{1}{\Delta x^2} \;\; \beta_0 = -\frac{2}{\Delta x^2} \;\; \beta_b = \frac{1}{\Delta x^2} \qquad (64)$$

Si Δx no es constante, $a \neq b$:

$$\alpha_a = \frac{-b^2}{(a+b)\cdot ab} \;\; \alpha_0 = \frac{b^2 - a^2}{(a+b)\cdot ab} \;\; \alpha_b = \frac{a^2}{(a+b)\cdot ab} \qquad (65)$$

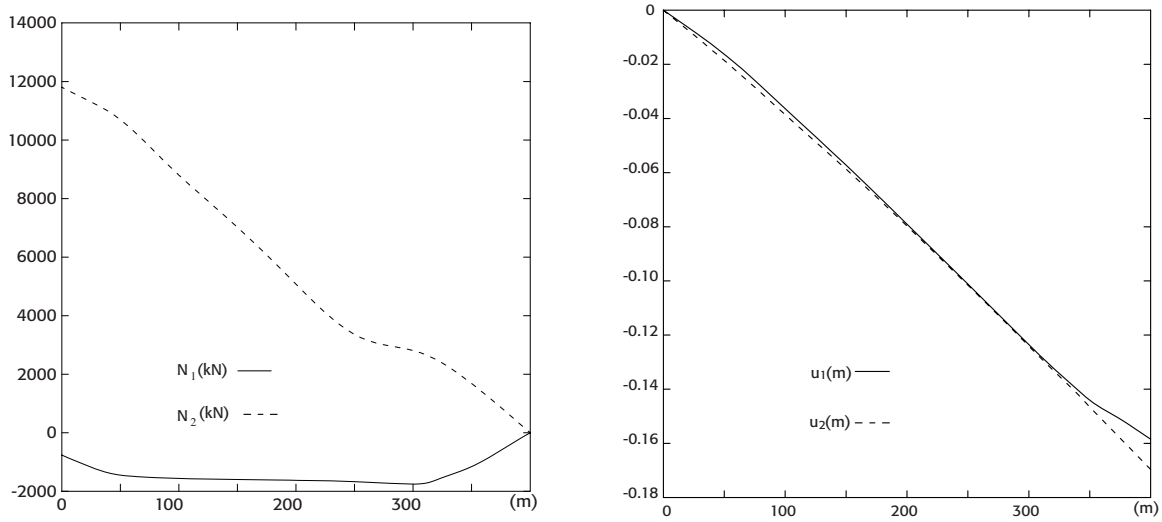
$$\beta_a = \frac{2b}{(a+b)\cdot ab} \;\; \beta_0 = \frac{-2}{ab} \;\; \beta_b = \frac{2a}{(a+b)\cdot ab} \qquad (65)$$

Introducir la condición de contorno en $x=0$ es trivial. Para hacerlo en $x=L$ es necesario incluir un "punto auxiliar" fuera de la malla para cada u_i. Si se eliminan estas 2 incógnitas auxiliares de la formulación, la matriz de coeficientes del sistema que se obtiene (para la discretización de espaciado constante), es la misma que si

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 6. Desarrollo del ejemplo

fila auxiliar	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400
coeficientes correctores		2,100													0,940		
x (m)	0	42,6	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	300	305,8	348,4	400
Δx (m)		42,6	7,4	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	0,0	5,8	42,7	52
f_1 (kN/m)		28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	0,0	0,0	0	0	0	0
r_1 (kN/m)		13,3	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	11,8	24,0
r_2 (kN/m)		-6,8	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3	-10,3
g_1 (kN/m)		14,9	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	0,4	0,4	0,4	0,4	-11,8	-24,0
N_1 (kN)	-740	-1373	-1385	-1427	-1468	-1509	-1550	-1592	-1633	-1674	-1716	-1727	-1738	-1738	-1740	-1238	0
g_2 (kN/m)		20,2	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	9,9	9,9	9,9	9,9	22,1	34,3
N_2 (kN)	11761	10902	10630	9709	8788	7867	6945	6024	5103	4182	3261	3014	2768	2768	2711	1769	0
u_1 (mm)	0	-15	-18	-27	-38	-48	-58	-69	-80	-91	-102	-113	-124	-124	-127	-144	-158
u_2 (mm)	0	-16	-19	-29	-39	-49	-59	-70	-81	-91	-102	-113	-124	-124	-127	-146	-170
u_3 (mm)		-3	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4
$e_1 = u_1$-u_2		1,74	1,70	1,57	1,44	1,31	1,18	1,05	0,92	0,79	0,65	0,52	0,39	0,39	0,36	1,94	11,28
$e_2 = u_2$-u_3		-14	-15	-25	-35	-45	-56	-66	-77	-87	-98	-109	-120	-120	-123	-142	-166
r_1e_1		23	45	42	38	35	31	28	24	21	17	0	0	0	0	23	271
r_2e_2		94	158	259	362	467	573	680	790	901	1013	1127	1241	1241	1267	1464	1707



Figuras 9 y 10. Esfuerzos N_1 y N_2 y desplazamientos u_1 y u_2 del ejemplo

se modela el sistema mediante un conjunto barras "estándar" de sección constante y longitud Δx.

En el algoritmo desarrollado se supone f_2=f_3=v_{p3}=0, si bien sería trivial modificarlo para incluir estas variables.

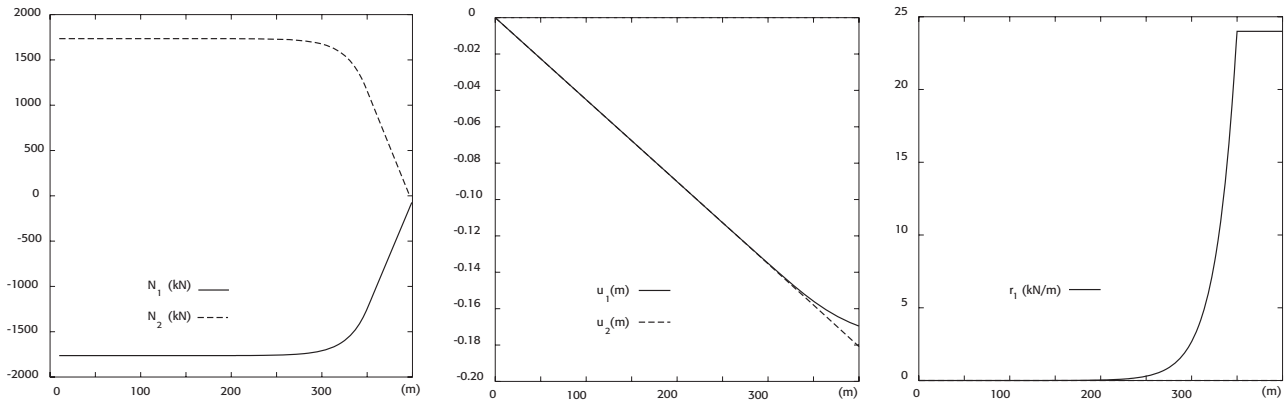
5.1. Descripción del modelo

Se realiza el análisis del tablero descrito en el apartado 4.3. Dicho análisis se ha realizado para dos discretizaciones de espaciado constante. Una "fina" con $\Delta x = 1$ m y otra más burda con $\Delta x = 25$ m. Incluso para la primera discretización el algoritmo se puede implementar de forma eficiente en una hoja de calculo convencional (nótese que se tendrán 800 ecuaciones e incógnitas). A continuación se muestran los resultados para distintas condiciones de carga, que se corresponden con las ya estudiadas en apartados anteriores y sirven para contrastar los diversos resultados obtenidos.

5.2. Deformaciones impuestas

Se trata de contrastar los resultados teóricos del apartado 3.2. Se tomará, por tanto, $f_1 = 0$ y $|r_{p2}| = 0$ y el resto de valores los del apartado 4.3: $D_1 = 6456240$ *kN*, $D_2 = 144088850$ *kN*, $\varepsilon_{T1} = -0{,}00018000$, $\varepsilon_{T2} = -0{,}00046311$, $e_e = 2$ mm y $|r_{p1}| = 24$. Particularizando los resultados del apartado 3.2, se tiene: $\varepsilon_T = \varepsilon_{T1}$-$\varepsilon_{T2} = 0{,}00028310$; $D_{tot} = D_1$+$D_2 = 150545090$, $\rho_1\rho_2D_{tot} = D_1D_2/D_{tot} = 6179359$;

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 11, 12 y 13. Deformaciones impuestas. Δx=1. Leyes de esfuerzos N_i, desplazamientos horizontales u_i y distribuciones de rozamientos r_i

$N_T = \rho_1\rho_2 D_{tot}\varepsilon_T = 1749$ kN, $R_1 = 24/0{,}002 = 12000$; $\lambda^2 = \rho_1\rho_2 D_{tot}/R_1 = 515$, $\lambda = 22{,}7$, $L_r = N_T/r_{p1}$-$\lambda = 1749/$ /24-22,7 = 50,2 m. El resultado del análisis numérico se muestra en las figuras 11, 12 y 13. La similitud entre las figuras 13 y 2 es evidente, además el acuerdo entre los valores N_T y L_r teóricos (1749 kN y 50,2 m respectivamente) y los obtenidos numéricamente es absoluto (midiendo directamente sobre figura 14 se encuentra $L_r \approx 50$ m y numéricamente se obtiene $-N_1 = N_2 = 1749$ - figura 11).

5.3. Acciones de frenado y arranque

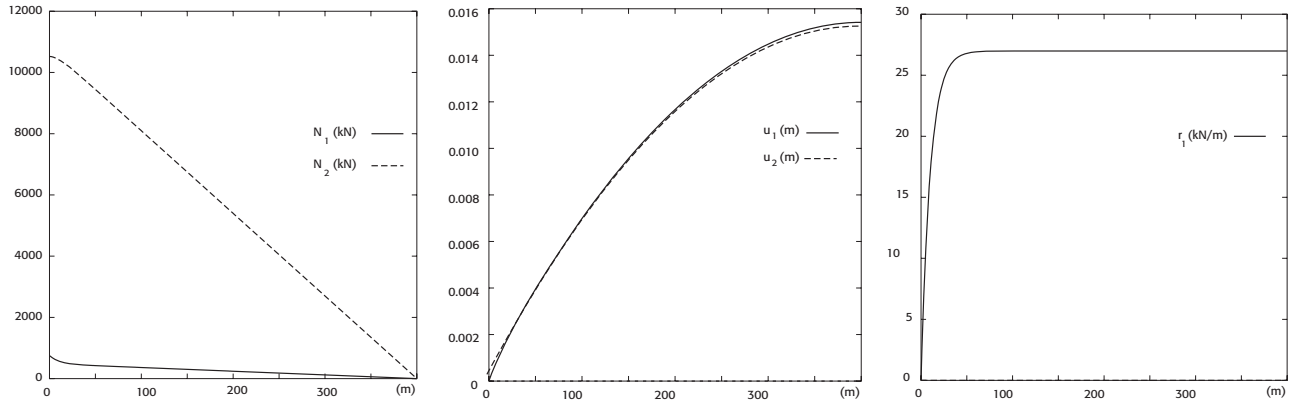
De nuevo se trata de contrastar uno de los resultados teóricos de la sección 3. En particular los obtenidos en el apartado 3.3. Como allí se supone f_1 actuando en toda la longitud de la vía, $\varepsilon_{T1} = \varepsilon_{T2} = 0$ y $r_2 = cte = 0$. Los demás datos son nuevamente los del apartado 4.3: $f_1 = 28{,}2$ kN/m, $\rho_2 = 0{,}957$, $\rho_2 f_1 = 27{,}0$, $\rho_1 r_2 = 0$, $r_{1,f} = \rho_2 f_1 + \rho_1 r_2 = 27{,}0$, $2\lambda = 45{,}4$. (otra alternativa, para contrastar los resultados, hubiera sido tomar $r_2 = cte = r_{p2} = 10{,}3$, pero el valor de $\rho_1 r_2$ -0,4- es tan pequeño comparado con el de $\rho_2 f_1$ que se optó por la opción más sencilla de programar). El resultado del análisis numérico se muestra en las figuras 14, 15 y 16. La similitud entre las figuras 16 y 4 vuelve a ser evidente, y el acuerdo entre los valores teóricos ($r_{1,f} = \rho_2 f_1 + \rho_1 r_2 = 27{,}0$, $2\lambda = 45{,}4$ m) y los obtenidos numéricamente es nuevamente prácticamente absoluto (midiendo sobre la figura 16 se encuentra $2\lambda \approx 50$ m y numéricamente se obtiene $r_1 = cte = 26{,}991$ para $x > 211$ m).

5.4. Ejemplo numérico desarrollado en el apartado 4.3

El objeto de este apartado es contrastar los resultados del procedimiento propuesto en el apartado 4, para lo cual se ha vuelto a resolver el ejemplo del apartado 4.3 aproximando las ecuaciones del apartado 2 mediante el esquema en diferencias finitas propuesto. Todos los valores numéricos son por tanto los mismos que los del apartado indicado.

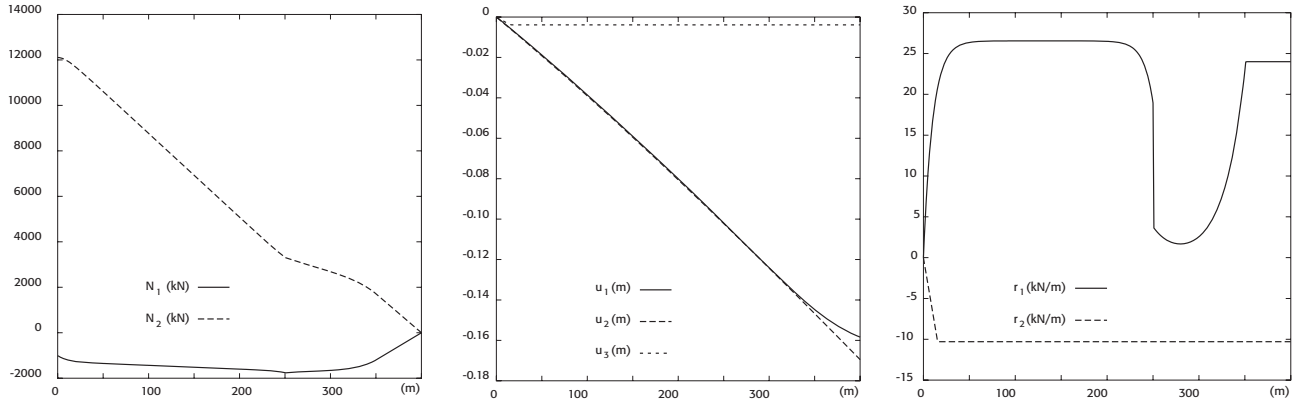
En las figuras 17 a 22 se muestran los resultados para las dos discretizaciones indicadas al inicio del apartado 5 ($\Delta x = 1$ m, $\Delta x = 25$ m). En ambos casos, la similitud de las mismas con las figuras 9 y 10 con las que se concluía el apartado 4, es evidente. El valor del axil N_2 en $x = 0$ obtenido para la primera discretización es 12105 kN, que frente a los 11761 kN hallados en la tabla 6 del apartado 4 supone una diferencia de un 2,84%.

Por otra parte, la ínfima diferencia entre los resultados obtenidos para las dos discretizaciones empleadas ($N_2 = 12105$ kN para $\Delta x = 1$ m y $N_2 = 12221$ kN para $\Delta x = 25$ m, lo que supone una diferencia de un 0,96%) justifica "empíricamente" los valores propuestos para Δx en el apartado 3.5 y los empleados en el 4.3.

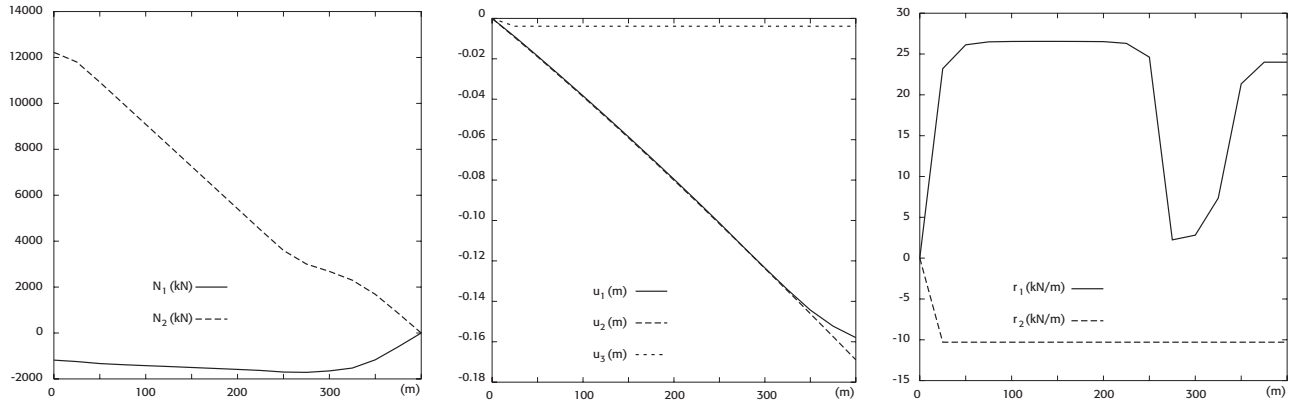


Figuras 14, 15 y 16. Acciones de frenado y arranque. Δx=1. Leyes de esfuerzos N_i, desplazamientos horizontales u_i y distribuciones de rozamientos r_i

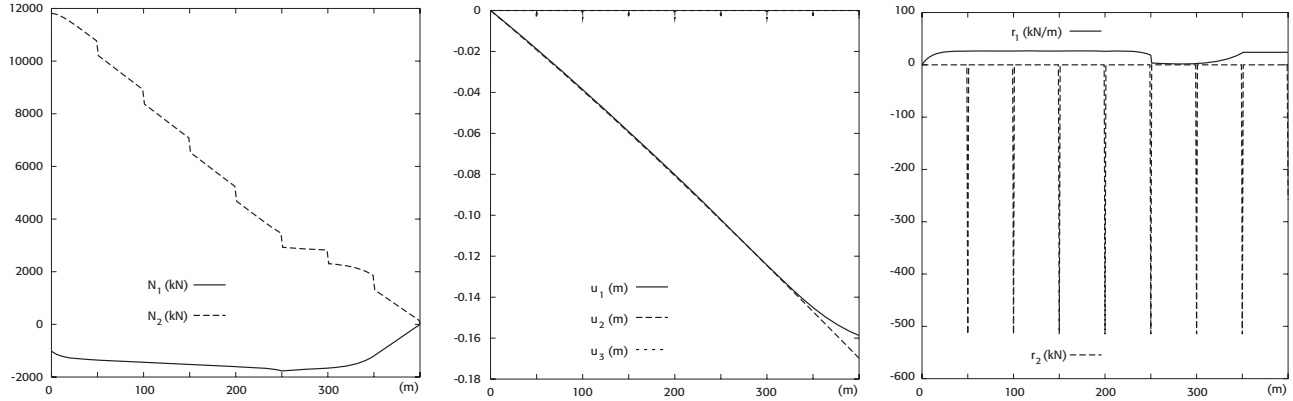
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 17, 18 y 19. Ejemplo numérico desarrollado en el apartado 4.3. Δx=1. Leyes de esfuerzos N_i, desplazamientos horizontales u_i y distribuciones de rozamientos r_i



Figuras 20, 21 y 22. Ejemplo numérico desarrollado en el apartado 4.3. Δx=25. Leyes de esfuerzos N_i, desplazamientos horizontales u_i y distribuciones de rozamientos r_i



Figuras 23, 24 y 25. Ejemplo numérico desarrollado en el apartado 4.3. Δx=1. Leyes de esfuerzos N_i, desplazamientos horizontales u_i y distribuciones de rozamientos r_i

5.5. Pilas y apoyos

Con objeto de acabar de justificar "empíricamente" el apartado 3.5, se presentan en éste los resultados que se encuentran al sustituir r_2 y D_3 por las correspondientes deltas de Dirac. Si bien, localmente su efecto es apreciable, como se ve en las necesarias discontinuidades que aparecen en el valor de N_2 en la figura 23 o en los valores de r_2 en la figura 25 (nulo en todos los puntos de la discretización salvo en los que se encuentran las pilas), es claro que su efecto global es muy limitado. Como muestra, el valor máximo de N_2 en la figura 17 es 12105 kN frente a los 11810 kN de la figura 23; un error de un 2,44%. Debe hacerse notar que, para evitar problemas de mal condicionamiento de la matriz de coeficientes del sistema se ha tomado $D_3 = \varepsilon > 0$ (ε = 10-15) en los puntos situados entre las pilas.

6. CONCLUSIONES

Las distribuciones de rozamientos en el balasto y en los aparatos de apoyo pueden asignarse aproximadamente a priori mediante reglas muy sencillas para cada hipótesis de carga, tras lo cual la determinación de solicitaciones y movimientos de los carriles y del tablero constituye un problema estáticamente determinado, resoluble de manera elemental. Se requieren pequeñas modificaciones de las distribuciones de ro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

zamiento inicialmente adoptadas, que se ajustan de forma muy rápida si los cálculos se implementan mediante una hoja de cálculo.

Con este procedimiento el análisis de la interacción vía-estructura se convierte en un problema casi trivial, resoluble sin necesidad de desarrollar modelos de elementos finitos no lineales. Esto facilita la comprensión de las relaciones de causa a efecto del fenómeno, que frecuentemente se pierde en los modelos numéricos, con el riesgo de incurrir en errores que pueden pasar desapercibidos.

No obstante, si se prefiere una solución puramente numérica, el planteamiento en diferencias finitas de las ecuaciones del problema ofrece una opción eficiente con la formulación linealizada en variables totales, rápidamente convergente, que se presenta asimismo este trabajo. Todo ello sin menoscabo de los modelos de elementos finitos no lineales, los cuales, por supuesto, constituyen una excelente alternativa para analizar el fenómeno pero, como se muestra en este trabajo, no es la única ni la más sencilla.

REFRERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO (España). *IAPF-07. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Orden FOM/3671/2007.* Madrid: BOE, 2007.

[2] OLIVEROS RIVES F.; RODRÍGUEZ MÉNDEZ M.; MEGÍA PUENTE M. *Ferrocarriles II. Ingenieria civil e instalaciones*. 1ªed. Madrid: Rueda, 1980. 1185 p.

[3] CUADRADO M.; GONZÁLEZ P. "Interacción Vía-Estructura en puentes ferroviarios. Algoritmos de cálculo paso a paso". *Revista de Obras Públicas*. 2009, vol. 156, nº 3499, p. 39-48.

[4] CUADRADO M.; GONZÁLEZ P.; ROMO E. "Consideración del fenómeno de interacción vía-tablero en el proyecto de puentes ferroviarios". *Congreso IABSE, Madrid*, 2002.

[5] CUADRADO M.; GONZÁLEZ P. "Alta velocidad: El fenómeno de interacción via-tablero en puentes". *Revista de Obras Públicas*. 2002, vol. 149, nº 3418, p. 61-68.

[6] MANTEROLA J.; ASTIZ M.A.; MARTÍNEZ A. "Puentes de ferrocarril de alta velocidad". *Revista de Obras Públicas*. 1999, vol. 146, nº 3386, p. 43-77.

[7] MURCIA J. *Análisis estructural de la subestructura de viaductos de ferrocarril de alta velocidad considerando interacción vía-estructura*. Tesina de Especialidad. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2005.

[8] CALÇADA R.; DELGADO R.; CAMPOS A.; GOICOLEA J.M.; GABALDÓN F. [Eds.] *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways: Selected and Revised Papers from the Workshop, Porto 15-16 October 2007. London: Taylor & Francis Group, 2009. ISBN: 978-0-415-45774-3, eBook ISBN: 978-0-203-89539-9, DOI: 10.1201/9780203895399.ch15.*

[9] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. GRUPO DE TRABAJO 5/1. *Ejemplos de aplicación de la IAPF-07, Puentes de Ferrocarril*. Madrid: ACHE, 2009. 263 p. ISBN: 978-84-89670-65-5.

[10] UIC CODE 774-3 R. Track/bridge Interaction. Recommendations for calculations. 2ªed. Railway Technical Publications, 2001.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Rehabilitation of Panama's Bridge of the Americas*

Patrick Ladret[(1)], Carlos Pérez Rodríguez[(1)], Pablo Vilchez Motino[(1)] and Óscar Osiris Aguilar González[(2)]

Received: 15-06-2010
Accepted: 17-03-2011

Summary

The Bridge of the Americas, a structure essential to traffic in Panama City, forms part of the country's cultural heritage and is a national emblem. The bridge, whose 1 669-metre length divided into 14 spans, was opened in 1962. The centre span is a 344-metre steel trussed half-through arch deck suspended from 46 hangers that bear its four-lane carriageway. The original hangers consisted of four twisted wire cables with seven galvanised strands each, secured to solid cast iron anchorages.

An inspection conducted in 2005 revealed that the hangers had undergone substantial corrosion and their section had narrowed. The Panama Canal Authority (ACP) decided to replace them with a new system of PTI-compliant ties. The first stage of the rehabilitation works was awarded entirely to the joint venture chartered by Freyssinet and a local company, CUSA, and completed in 2009. In addition to replacing the hangers, the project included structural analysis, replacement of structural bearings and the pins in the truss joints, crack sealing and injection in the piers, and replacement and installation of ancillary elements.

The new hangers consist of individually anchored, parallel fail-safe strands with a triple corrosion barrier that meet current mechanical and durability requirements and facilitate maintenance. The bundled strands are housed in a single HDPE sheath. Secured to the top anchorage with fatigue-resistant extruded couplings and to the bottom anchorage with fatigue wedges, these strands can be replaced individually. The anchorages are connected to the existing truss nodes with specifically designed clevises.

The bridge was thoroughly inspected to determine the rehabilitation methodology to be used and determine the condition of all the members. This inspection was supplemented with a number of trials on materials, while hanger strength was found with vibrating cord sensors.

Structural analysis, conducted to AASHTO-LRFD specifications, was one of the key points in the contract, which called for models to simulate performance by the original bridge, the present in-service bridge with new hangers, the bridge in a seismic event and during the various replacement stages of each hanger. The new connecting elements were designed and proven to PTI specifications.

The replacement methodology pursued simplicity of implementation by positioning the new connections and hangers between the existing cables without reducing the bearing capacity of the latter. Safety was therefore increased due to the redundancy afforded by placing the new and old cable on the same node during replacement, thereby preventing the generation of new stress diagrams when the nodes were loaded.

The first step in system design was to calculate the strength required in the new tie, so that the new member would reach its final design strength, i.e., the strength of the original hanger, when the latter was severed. Clamps fitted with prestressed bars and hydraulic cylinders were then used to remove the stress from the original cables, after which they could be severed and detensioned. Lastly, the deck was levelled and the final hanger strength was determined with an annular jack able to verify and adjust the theoretical structural model data during replacement.

The cable replacement sequence was designed to restore structural integrity without altering arch or deck behaviour at any time before, during or after substitution of each hanger, while ensuring identical overall functional response in the two systems.

The governing criteria for works planning were on-site safety and minimal traffic interruption. The phases with the highest impact (cable severing and load transfers) were conducted at night, when traffic was limited to two lanes. Geometric stake-out was the sole operation that required interrupting traffic altogether, for 10 minutes per hanger. All other operations were performed during the day, when only one of the lanes was closed to traffic, regardless of the loads on the deck.

Another key operation was the replacement of the 5" pins that constitute the top and bottom longitudinal joints in the arch truss to ensure that it would continue to work as a Gerber beam, further to the original design. A suspension device fitted with traction bars was used in the pin replacement operation.

The works, including inspection and structural analysis, were completed in 14 months. The hangers were replaced in the last 4 months at a rate of two per night.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 07-44.

(1) Freyssinet S.A. (Madrid, Spain).
(2) Euro Estudios S.A. de C.V. (México DF, México).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: pladret@freyssinet-es.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Roig Gully Aqueduct*

Arturo Rueda Rieu[(1)], Lorenzo Carbonell Cerezo[(2)], Rosa Monzó Enguix[(3)], José María Pastor Villanueva[(3)] and David Ferreras Camarero[(3)]

Received: 27-05-2010
Accepted: 02-03-2011

Summary

The new Júcar – Vinalopó service channel is a waterway designed to transfer the River Júcar surplus to the Vinalopó basin. The maximum volume of the transfer, subject to meeting the demand in the former basin, is specified in the River Júcar Management Plan presently in place to be 80 Hm^3/year. Since the inlet into this 95-km long service channel is at elevation 1.5 and the delivery elevation is 547.4, the works called for a series of booster facilities. The pipe diameter is 1 829-m throughout, while its thickness and the quality of the material vary with needs at each site.

Having to pump the water through a pipe allows greater layout flexibility and accommodates a number of solutions for circumventing natural obstacles or transport infrastructures. More specifically, in stretch E of the channel, both siphon and pipe jacking solutions were adopted. To cross three of the four main ravines (Tío Antonio, River Hoz affluent and River Hoz), where the spans are around 30, the pipe was thickened to act as a self-bearing member. This natural response to the problem was developed very early on, as soon as steel could be produced industrially. It is more cost-effective than siphoning in medium depth ravines if the pipe does not need to be greatly thickened, which is generally the case for fixed-end members spanning distances on the order of 35-m.

In Roig, the fourth gully, the pipe had to span a distance of 60-m and one of the boundary conditions was the ban on supports in the bottom of the gully. That entailed the use of an ancillary structure to reinforce pipe reactions, particularly to limit deformation. This procedure was used in the nineteen eighties at Salerno in southern Italy to lay a similar pipe over the River Sele, where the span was 74-m. In the present case, moreover, the owner attached considerable importance to aesthetics, in pursuit of a distinctive structure that could be used to symbolise the waterway as a whole.

The solution proposed revolves around the shape of the ancillary structure needed: a stayed structure was designed, with four curved, asymmetrically arranged pylons, two on each bank, from which the pipe hangs. The pylon curvature is not arbitrary, but rather based on the arc of a 60-m (gully span) semi-circular arch, whose perimeter concurs with the total length of the pylons. The justification for the shape chosen is the historic association between semicircular arches and aqueducts. The guidepost idea that informed the design was to create a semi-circular steel arch that would straddle the gully, but the choice of a silhouette based solely on historic inspiration was deemed to be insufficient from the standpoint of today's aesthetics. An attempt was consequently made to highlight the semi-circular arch and enhance its visibility, even at the expense of functionality. To that end, the arch was segmented into four asymmetric parts, using the elements thus generated to define the side pylons and guy masts.

The masts are circular section X65 steel pipes with a 34" (863.6-mm) diameter and 19.1-m thick; the 1 829-mm pipe diameter was maintained, although its thickness was enlarged to 17.5-m and the steel quality raised to X70. A system of threaded bars with a 76-mm pitch was devised for the ties. This type of tie was preferred to cable because it was better adapted to worksite conditions and afforded better detailing at the joints with the rest of the structure.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 45-53

(1) Departamento de Obras y Proyectos de AcuaJúcar, S.A. (Valencia, Spain).
(2) Acciona Infraestructuras, S. A. (Valencia, Spain).
(3) TYPSA, S.A. (Valencia, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: dferreras@typsa.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Barcelona - French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva*

José Romo Martín[(1)]

Received: 14-07-2010
Accepted: 24-11-2010

Summary

The high speed rail line between Barcelona and the French border crosses over Mediterranean Motorway AP-7 at Riudellots de la Selva, alongside Gerona Airport. The flyover, which is skewed at an angle of approximately 34º, measures a total of 106 m. That total length could be divided into two 53-m spans thanks to the wide central reserve on the motorway in the crossing area able to accommodate the intermediate piers.

Bridge visibility, the length of the spans and the strict deformation limits imposed by high speed rail led to the adoption of a truss-type solution with depths varying from 7.60 to 4.30 m. The aim was to reconcile the stiffness required to ensure rail traffic safety and comfort with the need to lighten the visual mass of the structure.

The track foundation is positioned between two trusses, positioned on either side of the bridge. The transverse strength mechanism that transfers the loads to these two side trusses consists of a 0.60-m thick slab laid over a system of HEB-600 steel girders spaced at 1.00 m intervals, providing sufficient stiffness to prevent excessive transverse amplification.

One of the characteristic features of the bridge is the solution adopted to attenuate the effect of the skewed deck on railway traffic. This involved the construction of short spans extending perpendicularly outward from the track centreline so that the deck connects to the abutment wall in a straight line. With this solution, from the standpoint of railway traffic, the bridge crosses over the motorway in a straight line.

The approach spans are made of steel HEB-600 girders arranged in much the same way as on the centre span. Both of these spans rest on the large transverse girder at the end of the main span and a series of neoprene bearing pads positioned at the end of their longitudinal members.

Since the bridge is located in a moderately seismic area, it is fitted with an anti-quake system consisting of three dampers per abutment, two of which act in the longitudinal and one in the transverse direction.

On both the piers and the abutments the trusses rest on teflon neoprene bearings which, in addition to transferring the respective vertical loads, constitute elastic members for bridge self-recentring in post-seismic situations.

In the absence of braking, the service point of fixity is on the piers, since the dampers do not inhibit movement under slow loads. During braking, the dampers lock, preventing longitudinal movement on the deck and transferring the force to the abutments.

A sort of side "cowling" that divides the bottom chord of the truss in two was used to reduce the "visual mass" of this member, the most visible part of the bridge from the motorway. This cover also served as a longitudinal guide for the bridge during incremental launching.

The top chord is rectangular with triangular elements on the sides to break up the apparent depth of these members. In addition to this merely aesthetic effect, the two side covers over the top chord enhance transverse inertia and therefore truss stability with respect to lateral buckling.

The deck was set into its permanent position by incremental launching from one of the sides of the motorway.

The stages involved in this process were: assembly of the steel structure in the launch yard; assembly of steel shapes between the transverse girders and placement of slab reinforcement; casting of the concrete on the back end of the slab to serve as a counterweight; launch; and transfer of the load from the provisional to the permanent bearings. The bridge was launched over the motorway without interrupting traffic.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 55-67.

(1) FHECOR Ingenieros Consultores SA (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jrm@fhecor.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Seismic vulnerability in steel buildings*

Rosangel Moreno González[(1)], Jesús M. Bairán García[(1)] and Wendel A. Rodas Aldana[(2)]

Received: 31-05-2010
Accepted: 03-03-2011

Summary

Analysis of the structural response to seismicity has acquired particular significance for both the seismic design of new buildings and the prediction of earthquake damage. Vulnerability studies are very useful for evaluating seismic risk. Their application is of particular interest in urban areas located in low or moderate seismicity regions, where a substantial number of existing buildings have not been designed to resist seismic movements, either because the building codes contain no such requirement or because no seismic code was in place when they were built. If exposed to a real seismic event, these buildings would very likely undergo considerable damage. At this time, 5 % of the existing buildings in Barcelona, Spain, have a steel structure. While not the most common type of construction, it accounts for a sizeable number of buildings (3 450) in a city with around 69 000.

The primary aim of this study was to determine the capacity and fragility curves for a real eight-storey steel building with concrete structural floors. These curves were found by a method based on the capacity spectrum. The model chosen was well suited to this building type.

The study, a contribution to the analysis of seismic behaviour in steel structure buildings, explored seismic risk in two urban areas: one in a low seismicity and the other in a moderate seismicity region. The two specific seismic scenarios analysed were the cities of Barcelona and Almería, both in Spain.

Damage probability matrices were obtained for each seismic scenario. The damage probability matrices for a given seismic scenario can only be found if the maximum structural response is known.

Structural capacity was calculated with non-linear static analysis. Vulnerability was assessed on the grounds of the capacity spectrum using a simplified procedure. The capacity spectrum is the spectral representation of a capacity curve (displacement in the top storey vs shear at the base) obtained with non-linear static analysis. This spectrum, which is used to define the fragility curves, is determined from a simplified bilinear curve. These curves are the graphic representation of a cumulative distribution function of the probability of reaching or exceeding a specific damage limit state, given a structural response to a particular seismic action.

The seismic action considered for the two seismic scenarios was established in terms of the elastic response spectrum defined in Spanish legislation. The capacity or performance points, determined as the intersection between the capacity and demand spectra, were obtained for the two scenarios.

Damage probability matrices were generated from the fragility curves and the capacity point, which defines a structure's maximum seismic response. These matrices show the probability of a certain damage state for a given spectral displacement. In other words, they show the probability of the occurrence of each damage state for each scenario and building.

This type of study contributes to the analysis of the seismic behaviour of these buildings and addresses seismic risk in cities in low and moderate seismicity areas. The findings can be used to draw damage scenario and seismic risk maps for certain areas or districts.

The results showed that the building typology studied exhibited suitable behaviour under the seismic acceleration conditions prevailing in Barcelona. In regions with greater acceleration such as Almería, however, moderate damage would be expected.

The methodology used in this study can also be applied to assess vulnerability and seismic risk for reinforced concrete and brick masonry buildings, and in cities with similar characteristics.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 69-80.

(1) Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain).
(2) Ingeniería y Proyectos, r.a. (Guatemala City, Guatemala).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: mgrosangel@ciccp.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Track-structure interaction in railway bridges

Jesús Ortiz Herrera[(1)] **and José Ignacio Hernando García**[(1)]

Received: 12-04-2010
Accepted: 09-04-2011

Summary

This paper basically explains two simplified procedures for the analysis of the Track-Structure Interaction in Railway Bridges, according to specifications of Spanish Code IAPF07, which is basically concordant with the criteria applied on this subject in several European countries. The aim of the paper is to contribute to clarify the relationships between the main parameters involved in the calculations and to facilitate its practical implementation. No complete design rules are considered, except those basic ones described in the first introduction necessary to provide a general conceptual frame of the problem.

Two levels of accuracy of the analysis are developed. The first approach proceeds with finite difference modelling of the equilibrium, kinematic and constitutive equations; then the numerical model is linearized and updated in an iterative process. The numerical convergence is quickly attained, so the proposed algorithm proves to be a very efficient tool, albeit its simplicity and self-contained nature. A free download of this algorithm is available in the link *http://collab.upm.es/gm/folder-1.11.211816*. This and other free and open software tools for several specific problems of metal structures design can be found in this website belonging to the Polytechnic University of Madrid and formerly sponsored by metallurgical industry.

The second approach proceeds with the study of the typical linear and non-linear behaviour of the system observed in the results obtained with the afore mentioned numerical method of analysis. These results show several obvious issues that can be explained and quantitatively derived by simple specific local analytical solutions. Integrating these local solutions in a global model allows such a simplified formulation of the Track-Structure Interaction that it can be implemented with a simple spreadsheet.

Basically the "simplified" method operates assigning approximate distributions of the several friction forces arising in the phenomenon. After this, the stresses and displacements of the rails can be derived as those of a elementary statically determined problem. Later, certain modifications of the initially assumed friction distributions are needed to fulfill the compatibility conditions. Following the procedure proposed in the paper these modifications are very easy to incorporate in the frame of a simple spreadsheet.

This simplified method performs quite well when compared with the "exact" one. According to the several accomplished tests (one of them is extensively presented in the paper) it could even make the "exact" analysis fully unnecessary. But the aim of developing this simplified approach is not that of undermining the "exact" method, since a final "exact" analysis is recommended in any case, either with the proposed numerical method or by any of the others mentioned in the references of this paper, that employ non-linear finite elements meshes.

The main benefit of having a simple analysis tool in this problem, such as in any other structural project tasks, is that of providing direct "physical" understanding of the causal relationships between load inputs and their effects on internal forces and expected displacements. This allows taking the design decisions quickly and with real knowledge of what has to be done to fulfill the code limits, when they happen to be broken by a first approach to the design solution. Then the problem can be basically solved by the designer taking his decisions in an intuitive way and by instantaneous trial and error of the consequences of those decisions; that is to say, this is a way of designing which frequently gets lost when the main effort is devoted to develop more sophisticated models.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 81-100.

(1) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (Madrid, Spain).

Translation: Authors

Corresponding author: joseignacio.hernando@upm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los Eurocódigos: El corazón de la reglamentación estructural europea

¿Qué son los Eurocódigos?

Los Eurocódigos son un conjunto de normas europeas elaboradas por el Comité Europeo de Normalización (CEN) para el proyecto de estructuras de hormigón, acero, mixtas, madera, fábrica y aluminio, incluyendo el proyecto geotécnico y el sismorresistente.

Hay diez Eurocódigos: EN 1990. Bases de proyecto; EN 1991. Acciones sobre las estructuras; EN 1992. Proyecto de estructuras de hormigón; EN 1993. Proyecto de estructuras de acero; EN 1994. Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón; EN 1995. Proyecto de estructuras de madera; EN 1996. Proyecto de estructuras de fábrica; EN 1997. Proyecto geotécnico; EN 1998. Proyecto de estructuras frente a sismo; EN 1999. Proyecto de estructuras de aluminio

Cada uno de ellos consta de varias partes, dando lugar a 58 documentos, que se aprobaron entre los años 2003 y 2007. Desde entonces, AENOR ha estado publicando paulatinamente sus traducciones al español.

Los Anejos Nacionales

Los Eurocódigos deben ser complementados con los Anejos Nacionales (AN), cuyo objetivo principal es aportar información relativa a los parámetros que en el propio texto de los Eurocódigos se dejan abiertos a elección de cada país (Parámetros de Determinación Nacional, PDN).

Desde el año 2007, se han ido redactando los AN en los distintos países europeos. En algunos casos, estos Anejos los publica el organismo nacional de normalización (BSI, DIN, AFNOR, etc.) y, en otros, los hacen públicos las autoridades nacionales, como es el caso de Finlandia o Suecia.

En España, la redacción de los AN de los Eurocódigos está siendo llevada a cabo por los órganos de la Administración que tienen competencia sobre cada materia. Ya están disponibles versiones preliminares de AN correspondientes a algunas partes de los Eurocódigos 2, 3 y 8, y están en preparación los AN correspondientes a acciones y al proyecto geotécnico.

¿Son los Eurocódigos obligatorios o voluntarios?

Los Eurocódigos, como normas EN que son, tienen carácter voluntario por su propia naturaleza, salvo que una disposición reglamentaria los declare obligatorios.

Ahora bien, los países miembro de la Unión Europea sí tienen la obligación de cumplir los requisitos recogidos en la Directiva de Contratación Pública y en el Reglamento de Productos de la Construcción, en los cuales queda establecida la preeminencia de las normas europeas (EN).

En los países cuya reglamentación en el campo de las estructuras está basada en normas elaboradas por el organismo de normalización, los Eurocódigos se convierten en el código estructural de referencia –prácticamente de forma automática– en el momento en que las normas previas, redactadas a nivel nacional, son retiradas por dicho organismo. La sustitución de las normas nacionales por los Eurocódigos se efectuó, por ejemplo, en Austria en el año 2008, en Reino Unido en el 2010 y está previsto que tenga lugar en Alemania en julio de 2012.

En los países en los que existe una tradición reglamentaria por parte de la Administración en el campo de las estructuras, la adopción de los Eurocódigos es un poco más compleja. Ese es el caso de Francia, Suecia o Finlandia que, cada uno con sus particularidades, han abandonado ya sus códigos estructurales previos en favor de los Eurocódigos. Y es también el caso de Portugal, Italia o España, los cuales, aunque con mayor cautela, han dado ya los primeros pasos para la implementación directa de los Eurocódigos en los reglamentos nacionales.

El futuro de los Eurocódigos

Actualmente, ya son pocos los que dudan del movimiento imparable que va a conducir a los Eurocódigos a convertirse en los próximos años en el código estructural europeo, como su nombre indica. Un código común cuyos beneficios, una vez superadas las naturales reticencias, son indiscutibles.

Dos son los puntos clave respecto a su futuro. El primero, a corto plazo, es el proceso de implementación a nivel nacional. Cada país lo está efectuando de acuerdo con su marco legal en el sector de la construcción. En España, una vez que se han tomado las decisiones pertinentes, sólo cabe destacar aquí el interés de la participación activa de asociaciones como ACHE y los profesionales que la forman, cuya contribución es necesaria para culminar el proceso con éxito.

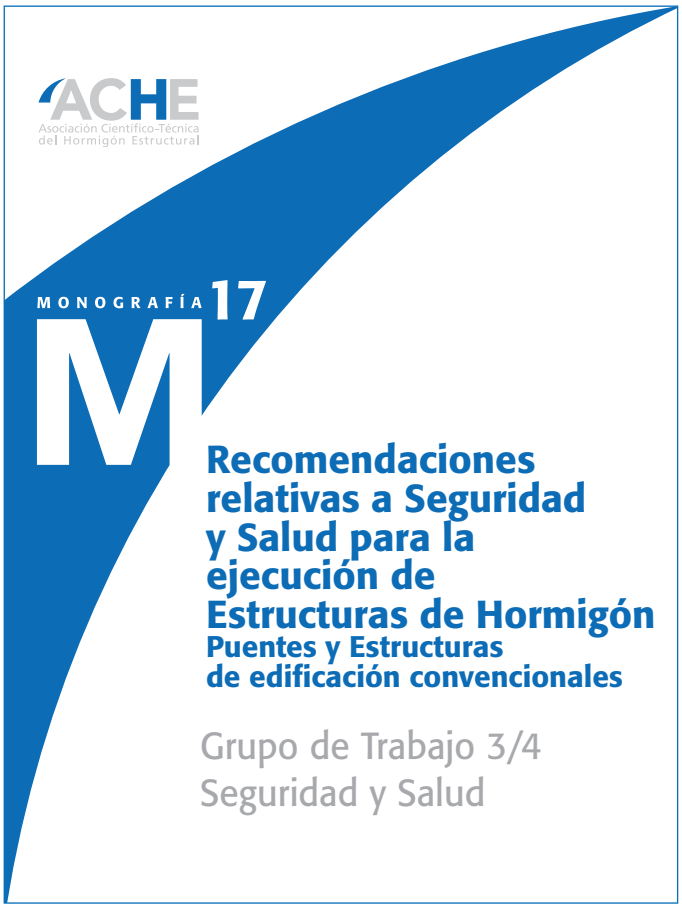
El segundo punto es la definición de la estrategia que dirigirá la evolución de los Eurocódigos a medio plazo. Ésta es una cuestión que está actualmente concretándose en tres líneas fundamentales: la eliminación de las diferencias entre países introducidas a través de los Anejos Nacionales, el perfeccionamiento de contenidos como consecuencia de la experiencia acumulada en los primeros años de uso y la redacción de nuevas partes de Eurocódigos para extender su ámbito de aplicación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Monografía M-17

Recomendaciones relativas a seguridad y salud para la ejecución de estructuras de hormigón

Puentes y Estructuras de edificación convencionales



La seguridad es un concepto que impregna todas las actividades de la sociedad actual. La salud es, también, un objetivo prioritario en el mundo en el que vivimos. Tanto encontrarnos seguros en nuestro ámbito familiar, laboral o de ocio, como vivir los mismos con una salud que nos permita disfrutarlos satisfactoriamente, se han convertido en uno de los fines sociales de la segunda mitad del siglo XX y el presente siglo XXI.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), que tiene entre sus objetivos la profundización y difusión del conocimiento de las estructuras de hormigón, también está muy sensibilizada por la ejecución de éstas y, sobre todo, por la seguridad de todas las personas que intervienen en este proceso. Esa ha sido la causa que ha promovido la publicación de esta monografía. Siendo buenos conocedores de este campo de la técnica, hemos considerado que era prácticamente una obligación moral realizar esta aportación a la sociedad.

Tras mostrar el objeto y alcance de la publicación, el primer apartado se centra en aspectos generales de la gestión de la prevención de los riesgos laborales. Se hace un repaso de los principios de la acción preventiva y del estudio y plan de seguridad y salud en cada obra. A continuación se hace una evaluación del riesgo y la planificación de la actividad preventiva a través del plan de prevención de riesgos laborales. Se analiza la integración de la prevención en la obra y, finalmente, de la formación en la prevención de los riesgos laborales.

En el siguiente apartado se hacen unas recomendaciones relativas a la prevención de riesgos laborales durante la ejecución de puentes y estructuras de edificación convencionales, entendiendo que son los más numerosos, y que las construcciones singulares requieren otros estudios, análisis y medidas propias. En este punto se muestran los riesgos, los equipos de protección individual y los elementos de protección colectiva, realizándose unas recomendaciones para las actividades a desarrollar en las zonas comunes de la obra.

Las recomendaciones específicas para las actividades a desarrollar en la ejecución de la estructura integran la siguiente sección. En ésta se han incluido numerosos cuadros en los que se recogen los riesgos y las medidas preventivas a tomar sobre cada uno de ellos para proteger a los operarios. Esta presentación hace más práctico el uso de la monografía.

Esta publicación, recogida dentro de la colección de Monografías que ACHE dedica a la difusión de la teoría, el proyecto y las técnicas constructivas de las estructuras de hormigón, será distribuida entre sus socios en el momento de su aparición en el mercado editorial y estará disponible, para todos aquellos profesionales que estén interesados en la misma, antes de la celebración del próximo V Congreso de ACHE que tendrá lugar en Barcelona el próximo mes de Octubre de 2011.

Jesús Gómez Hermoso
Presidente de la Comisión 3 Ejecución

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Monografía M-18

Conservación de Aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en Puentes

La Comisión 4 de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE) junto con el Comité de Puentes de la Asociación Técnica de Carreteras (ATC), que asume las funciones de Comité Nacional Español de la AIPCR, han creado un Grupo de Trabajo conjunto que ha estudiado de forma específica el tratamiento que reciben hoy en día las operaciones de mantenimiento, conservación y sustitución de los aparatos de apoyo, juntas de calzada y sistemas de drenaje que, con frecuencia, requieren actuaciones específicas encaminadas a la mejora de la calidad de la infraestructura y de la percepción del usuario, a la mejora de la durabilidad de la estructura y, en consecuencia, a la prolongación de la vida útil esperable para la misma.

Con frecuencia, a las operaciones relacionadas con el equipamiento de las estructuras se les da menor importancia que a las relacionadas con las actuaciones en la estructura en sí: si no hay que reforzar un tablero, o rehabilitar un paramento, o recalzar una cimentación, o sustituir una viga, etc., la actuación pasa a ser menor.

La diferencia, según dicen los expertos, entre un país en desarrollo y otro desarrollado, aplicado al caso, estriba en que el primero de ellos no invierte en conservar sino en seguir creciendo, mientras que el segundo destina una parte importante de sus dotaciones y presupuestos a la conservación. Por este motivo, este tipo de operaciones tendentes a mejorar el nivel de servicio y la duración de la obra, cobran cada vez más importancia y trascendencia, requiriendo, además, técnicos cualificados y expertos en la tarea de conservar, reparar y mantener. La prevención, es la base de un buen mantenimiento, y por eso la durabilidad es un objetivo prioritario.

La importancia del "detalle" y de la "experiencia" en este tipo de operaciones es fundamental, dando por conocida la teoría (pero no dejándola de lado: los errores en proyecto pueden ser la causa de un porcentaje no despreciable de los deterioros existentes, y pueden llegar a ser los más costosos de solventar); por lo que el objetivo de este documento es difundir las últimas experiencias en esta materia y contribuir a mejorar la técnica y especialización de los ingenieros del presente y del futuro en este campo.

Este documento, denominado Monografía M-18 "Conservación de Aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en Puentes", tras la aprobación por parte del pleno del Comité de Puentes de la Asociación Técnica de Carreteras (ATC) y de la Comisión 4 de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), ratificado por el Comité de Coordinación, se pondrá a disposición de la comunidad técnica en fechas muy próximas, para que sirva de referencia en los trabajos relacionados, y contribuya a la difusión de esta rama de la ingeniería de puentes. Además, a finales de este año 2011 se celebrará una Jornada Técnica de presentación de la Monografía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 y 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 a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, 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 comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de 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

Solo 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.
   - 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, Frehand (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:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) 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.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto 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, deben 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 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

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 deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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, indicando la ciudad y el país.

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:

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 se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

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 esta 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 artículo 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 04/12/2025

HORMIGÓN Y ACERO
Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on.

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

.pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:
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

For manuscripts submitted by e-mail:
secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.
Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.

- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings wil be requested to replace them with analogous figures more appropiate for publication.

5.4. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 31:1992 and ISO 1000:1992.

5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

5.7. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.8. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper and be provided in Spanish and English. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) Journal articles:

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) Books:

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 personal excepto 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 no 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 no periódicas 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 los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de:

☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años)..... (20 €)

☐ Menor de 30 años..... (41 €)

☐ Personal..... (85 €)

☐ Colectivo ..... (210 €)

☐ Protector ..... (365 €)

☐ Patrocinador ..... (730 €)

I.V.A. incluido

☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta: .....

Entidad: ☐☐☐☐ **Oficina** ☐☐☐☐ **DC** ☐☐ **Núm.** ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

Firma (sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

- **SUSCRIPCIÓN ANUAL AÑO 2011 (4 NÚMEROS):**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 85 €
  – Resto de países..... 110 €
  FORMATO DIGITAL ..... 76 €

IVA incluido

- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 25 €
  – Resto de países ..... 35 €
  FORMATO DIGITAL** ..... 22 €

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SOSTENIBILIDAD
DURABILIDAD
RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser **reciclado**
- **Combinarse** con otros productos
- **Contención** de materiales peligrosos

El hormigón es el material estructural más adecuado para una **construcción sostenible**

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es
Tel.:914.429.311

Canarias
Antonio María Manrique, 3 - 5º oficina 5
35011 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.:928.28.43.49 - Fax:928.28.43.49
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Centro
Fernández de la Hoz, 70 – 1º A
28003 Madrid
Tel.:914.01.41.12 - Fax:914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Levante
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.:96.381.90.33 - Fax:96.381.90.34
E-mail: iecalevante@ieca.es

Noreste
Caspe, 123 - despacho
08013 Barcelona
Tel.:935.390.901 - Fax:935.390.901
E-mail: iecanoreste@ieca.es

Noroeste
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987.23.48.33 - Fax:987.23.48.33
E-mail: iecanoroeste@ieca.es

Norte
Amesti 6, 4º Dpto 7
48991 Getxo - Bizkaia
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Sur
Imagen, 10, 5º - A - D2
41003 Sevilla
Tel.:954.27.40.43 - Fax:954.27.40.43
E-mail: iecasur@ieca.es
Web: www.iecasur.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

7 | Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá
Rehabilitation of Panama s Bridge of the Americas
Patrick Ladret, Carlos Pérez Rodríguez, Pablo Vilchez Motino y Óscar Osiris Aguilar González

REALIZACIONES Y PROYECTOS

45 | Acueducto del Barranco Roig
Roig Gully Aqueduct
Arturo Rueda Rieu, Lorenzo Carbonell Cerezo, Rosa Monzó Enguix, José María Pastor Villanueva y David Ferreras Camarero

55 | Puente de la línea de alta velocidad Barcelona - frontera francesa sobre la AP-7 en Riudellots de la Selva
Barcelona – French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva
José Romo Martín

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

69 | Vulnerabilidad sísmica en edificios metálicos
Seismic vulnerability in steel buildings
Rosangel Moreno González, Jesús M. Bairán García y Wendel A. Rodas Aldana

81 | Análisis de la interacción vía-estructura en puentes ferroviarios
Track-structure interaction in railway bridges
Jesús Ortiz Herrera y José Ignacio Hernando García

SUMMARIES

101 | *Rehabilitation of Panama s Bridge of the Americas*
Patrick Ladret, Carlos Pérez Rodríguez, Pablo Vilchez Motino and Óscar Osiris Aguilar González

102 | *Roig Gully Aqueduct*
Arturo Rueda Rieu, Lorenzo Carbonell Cerezo, Rosa Monzó Enguix, José María Pastor Villanueva and David Ferreras Camarero

103 | *Barcelona – French border high speed rail bridge over motorway AP-7 at Riudellots de la Selva*
José Romo Martín

104 | *Seismic vulnerability in steel buildings*
Rosangel Moreno González , Jesús M. Bairán García and Wendel A. Rodas Aldana

105 | *Track-structure interaction in railway bridges*
Jesús Ortiz Herrera and José Ignacio Hernando García

OTRAS INFORMACIONES

106 | Los Eurocódigos: El corazón de la reglamentación estructural europea

107 | Monografía M-17
Recomendaciones relativas a seguridad y salud para la ejecucón de estructuras de hormigón. Puentes y estructuras de edificación convencionales

108 | Monografía M-18
Conservación de Aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en Puentes

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2011 | Volumen 62 - nº 261
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025